

**Titre:** Conception d'un ouvrage de rétention granulaire des eaux pluviales  
intégré à une rue résidentielle locale dans une zone densément  
urbainisée  
**Title:**

**Auteur:** Carl Gagnon-Ouellette  
**Author:**

**Date:** 2018

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Gagnon-Ouellette, C. (2018). Conception d'un ouvrage de rétention granulaire  
des eaux pluviales intégré à une rue résidentielle locale dans une zone  
densément urbanisée [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal].  
**Citation:** PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/3118/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**  
Open Access document in PolyPublie

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/3118/>  
**PolyPublie URL:**

**Directeurs de  
recherche:** Musandji Fuamba, & Jean Lafleur  
**Advisors:**

**Programme:** Génie civil  
**Program:**

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CONCEPTION D'UN OUVRAGE DE RÉTENTION GRANULAIRE DES EAUX PLUVIALES  
INTÉGRÉ À UNE RUE RÉSIDENTIELLE LOCALE DANS UNE ZONE DENSÉMENT  
URBANISÉE

CARL GAGNON-OUELLETTE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES  
(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

CONCEPTION D'UN OUVRAGE DE RÉTENTION GRANULAIRE DES EAUX PLUVIALES  
INTÉGRÉ À UNE RUE RÉSIDENTIELLE LOCALE DANS UNE ZONE DENSÉMENT  
URBANISÉE

présenté par : GAGNON-OUELLETTE Carl

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme DORNER Sarah, Ph. D., présidente

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. LAFLEUR Jean, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

Mme BICHAÏ Françoise, Ph. D., membre

## DÉDICACE

*À tous ceux qui restent toujours curieux et qui prennent le temps d'y penser.*

Adaptée de Bruce Benamran

## REMERCIEMENTS

Cette expérience très formatrice n'aurait pas été aussi agréable sans les personnes que j'ai croisées dans un parcours qui a duré officiellement 28 mois. Je tiens premièrement à remercier mon directeur de recherche, Musandji Fuamba, pour sa grande disponibilité, son ouverture à mes idées innovantes et son soutien même lorsque j'étais moins convaincu par mes chances de succès.

Dans la même veine, je souhaite remercier Jean Lafleur, mon codirecteur, pour ses questions et ses commentaires toujours pertinents. Il m'a beaucoup aidé à clarifier ma pensée et à rendre encore plus rigoureuse la démarche présentée dans ce mémoire. Aussi, je le remercie pour les diverses formes d'encouragements qu'il m'a donnés.

Je remercie chaleureusement les membres du jury pour leur intérêt et leurs commentaires.

Pour l'aide ponctuelle qu'ils m'ont donnée, je remercie les professeurs Benoit Courcelles et Paul Baudron ainsi que le maître d'enseignement Donatien N'Dri.

Je remercie les ingénieurs de la Direction de l'épuration des eaux usées du Service de l'eau de la Ville de Montréal pour leurs suggestions et l'accès aux données utilisées. Plus particulièrement, je tiens à remercier Alain Charron pour son soutien au projet et Catherine Morin pour le suivi de mes multiples questions.

Pour leurs aides avec les produits commerciaux disponibles sur le marché, je remercie Alain Chassé de chez Texel et Marie-France Tessier de chez Soleno.

Aussi, je remercie la Fondation des Ingénieurs Municipaux du Québec dont la bourse m'a encouragé à persévérer. Pour son aide dans la confection de mon application à cette bourse et pour l'encouragement général, je remercie Dominique Claveau-Mallet.

Pour son aide dans les calculs d'intégrales doubles, je remercie Anthony « Carry » Lachance. Pour m'avoir aidé à voir des solutions dans le fouillis des équations, je tiens à remercier Arthur Bawin et mes collègues Aboudou Seck et Essoyéké Batchabani. Pour leurs relectures des chapitres de mon mémoire, je remercie mes collègues étudiants-chercheurs Éloïse Edom et Didier Rochette-Deslauriers. Je veux aussi remercier tous ceux qui sont passés par le C-616.6 et qui ont enduré ma tendance à parler abondamment, soit Maryam Safari, Céleste Irambona, Jessica Angui, Basile Lavoie, Laura Lavaud, Javad Pouraghniaei, Youssef Ali Myaz Abdellah Madhi et Élodie Jésus

Mellado Navarro. Je les remercie tous très affectueusement ainsi que mes autres collègues et amis pour leurs contributions techniques et leur soutien moral.

Finalement, je remercie du fond du cœur mon frère, Julien, et mes parents Claude et Gilbert, sans qui je ne serais peut-être pas en train d'écrire ces lignes. Aussi, je tiens à souligner la contribution de mes parents à la révision linguistique d'une partie du manuscrit.

## RÉSUMÉ

À une ère de perturbation climatique mondiale et d'accroissement de l'urbanisation, la gestion des eaux pluviales est de plus en plus importante. Aujourd'hui, il en va de même pour le Québec. Traditionnellement, les grandes villes ont eu recours à des réseaux souterrains d'égouts pour drainer leur territoire et évacuer leurs eaux polluées. Aujourd'hui, les rejets d'eaux non traitées sont de moins en moins tolérés. En effet, de nouvelles normes fédérales, provinciales et municipales interdisent complètement l'ajout de rejets à la situation actuelle. D'un autre côté, les villes, dont le territoire a été fortement imperméabilisé, ont une difficulté croissante à assurer un bon niveau de service de leurs infrastructures de drainage. De surcroît, leur cas ne peut que s'empirer si l'on intègre les plus récentes prévisions du climat à long terme dans les modèles de précipitation.

Les solutions envisagées sont regroupées sous le vocable de Pratiques de Gestion Optimale (PGO). Ces pratiques couvrent un large éventail qui va du changement des mesures d'entretien à la construction d'infrastructures vertes. Parmi ces solutions, l'utilisation des revêtements perméables à même l'emprise des rues se développe de plus en plus à travers le monde. En ce qui concerne le Québec, avec son climat particulier, il n'existe aucune directive précise quant à la conception des revêtements perméables. Le contexte particulier des avenues bordées d'arbres des développements urbains du début de 20<sup>e</sup> siècle pose des défis supplémentaires. La solution présentée dans ce travail de recherche se distingue de celles déjà expérimentées ailleurs par l'approche multidisciplinaire de la conception et par une nouvelle méthode de contrôle du débit de sortie de la PGO.

Ce projet de recherche a pour objectif la conception d'une nouvelle variante de PGO qui s'intègre dans la structure d'une chaussée de rue résidentielle locale drainée par un égout unitaire en climat nordique. De plus, l'intensité des pluies de conception est majorée pour tenir compte des changements climatiques à venir. Concrètement, cette conception se déroule en quatre étapes.

Premièrement, en fonction des conditions de gel du sol et de la circulation dans la voie de stationnement, les épaisseurs des couches d'une chaussée perméable se calculent avec la méthode AASHTO ou la méthode ACPA.

Deuxièmement, la pluie de conception du revêtement est déterminée en prenant 65% de l'intensité d'une pluie dont la récurrence est de 2 ans et dont la durée supposée est de 5 minutes. La perméabilité minimale requise pour le revêtement est calculée par la méthode rationnelle et la loi

de Darcy avec les paramètres de la pluie de conception. Grâce à un grand nombre de mesures colligées dans la littérature, une distribution de fréquence des perméabilités est établie pour les trois principaux matériaux de revêtement. Ainsi, un concepteur peut comprendre graphiquement la faisabilité probable de l'infiltration complète par le revêtement.

Troisièmement, la géométrie précise d'un réservoir granulaire, dont la partie aval est faite d'un seuil étanche, est déterminée par calcul itératif. Cet espace, qui se prolonge sous le trottoir et qui sert de sous-fondation au revêtement perméable, possède un fond qui s'incline longitudinalement de la même pente que le cours d'eau de la rue en surface. Les vides de la couche de pierre nette doivent totalement retenir une pluie de 25 millimètres. Cette hauteur de pluie correspond à l'objectif de traiter le 90<sup>e</sup> percentile des pluies annuelles. Comme le réservoir doit se vider pendant un temps limité, les perforations le long du drain au fond du réservoir sont choisies en se basant sur des équations de débit de sortie inédites pour tenir compte de la pente longitudinale.

Quatrièmement, l'ouvrage constitué d'un revêtement perméable, d'une couche de pierre nette encadrée par des seuils plus bas que son épaisseur et d'un drain à débit contrôlé est testé avec une pluie très intense se produisant tous les 100 ans. L'écoulement au-dessus des seuils du réservoir est simulé par un modèle approximatif pour estimer la hauteur d'eau maximale dans la couche de sous-fondation.

Une étude de cas, effectuée avec des mesures prises à Montréal, a permis de recueillir les résultats suivants. La démarche de conception s'adapte à une grande variété de configurations géométriques. Le ratio entre les débits de pointe sortant et entrant de l'ouvrage est en moyenne d'environ 11%. Il varie peu d'un site à l'autre. Pour la pluie de récurrence 100 ans, le même ratio se situe autour d'environ 5%. Enfin, l'écart des approximations analytiques utilisées pour la résolution temporelle de la hauteur d'eau dans l'ouvrage s'explique, en grande partie, par la hauteur de la pluie de conception et par le ratio des hauteurs d'eau au-dessus et en dessous de la transition géométrique du réservoir.

En conclusion, les ingénieurs-concepteurs sont invités à s'inspirer de cette démarche théorique pour tester ce type d'ouvrage sur le terrain. Plusieurs voies de recherche sont offertes à partir de ce projet : d'abord, l'amélioration de l'outil de calcul proposé dans ce mémoire; ensuite, la simulation de l'ouvrage ainsi conçu dans le modèle SWMM; finalement, la création de deux bancs de test en laboratoire pour raffiner et valider les hypothèses faites aux dernières étapes de calcul.



## ABSTRACT

In an era of global climate change and increasing urbanization, stormwater management is becoming perilously important. Moreover, Quebec is no exception. Traditionally, large cities have used underground sewer systems to drain their territory and evacuate polluted water. On one hand, actual discharges of untreated water are less and less tolerated. Indeed, new federal, provincial and municipal standards completely prohibit the addition of releases to the current situation. On the other hand, the cities with a high rate of impervious surfaces in their territories have an increasing difficulty in ensuring a satisfactory level of service of their drainage infrastructure. In addition, their case can only get worse if the most recent long-term climate forecasts are incorporated into the precipitation models.

The proposed solutions are called Best Management Practices (BMPs). These practices cover a wide range, from changing maintenance measures to building green infrastructure. Among these solutions, the use of permeable pavements on the streets becomes more and more widespread around the world. Speaking about Quebec with its particular climate, there is no specific guideline for the design of permeable pavements. The context of tree-lined avenues of early twentieth century urban development poses additional challenges. The specific solution presented in this research work differs from those already tested by the multidisciplinary approach of design and by a new method of controlling the output rate of BMPs.

The main objective of this research project is to design a new variant of BMPs that integrates into the structure of a local residential streetway drained by a unitary sewer in a northern climate context. Additionally, the intensity of design rainfalls is increased to account for future climate change. Concretely, this conception takes place in four stages:

Firstly, depending on the freezing conditions of the ground and traffic in the parking lane, the thicknesses of the layers of a permeable pavement are determined using the AASHTO method or the ACPA method.

Secondly, the design rainfall of the pavement is determined by taking 65% of the intensity of a 2-year recurrence and 5-min duration rainfall. The rational method and Darcy's law with the parameters of the design rainfall determine the minimum permeability required for the pavement. Due to a large number of measurements collected in the literature, a frequency distribution of

permeability values was established for the three main pavement materials. Thus, a designer can graphically understand the likely feasibility of complete infiltration by the pavement.

Thirdly, the precise geometry of a granular reservoir, whose downstream part is made of a check dam, was determined by iterative process. The reservoir volume extends beneath the sidewalk and serves as a sub-base for the permeable pavement. The reservoir bottom slopes longitudinally such as the street profile. The voids of open graded aggregates layer are assumed to totally retain a 25-mm rainfall, which is the goal of treating the 90th percentile of annual rainfall. As the reservoir must empty during a limited time, the perforations along the drain at the bottom of the reservoir are selected based on novel output flow equations to account for the longitudinal slope.

Fourthly, the permeable pavement, a clear stone layer framed by lower thresholds and a controlled flow drain was tested with a very intense 100-year recurrence rainfall. An approximate model to estimate the maximum depth of water in the subgrade simulated the flow above the reservoir thresholds.

A case study, made with measurements collected in Montreal, shows interesting results. The design process adapts to a wide variety of geometric configurations. The ratio between the outgoing and incoming peak flows of the structure is on average about 11%. It varies little from one site to another. For the 100-year recurrence rainfall, the same ratio is around 5%. Finally, the difference in the analytical approximations used for the temporal resolution of the water height in the structure can be largely explained by the height of design rainfall and by the ratio of water heights above and under the geometric transition of the reservoir.

In conclusion, the design engineers are invited to test the new BMP variant in the field. Also, research work needs to be continued in order to improve the proposed computation tool, to simulate the drainage network with the integrated new BMP variant to simulate the resulting runoff, and finally, to develop two benches tests in the laboratory in order to refine and to validate a series of formulated assumptions.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	VI
ABSTRACT .....	VIII
TABLE DES MATIÈRES .....	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIV
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XVIII
LISTE DES ANNEXES .....	XXIII
AVANT-PROPOS .....	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION .....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.1.1 La gestion des eaux pluviales en milieux urbains .....	1
1.1.2 Impact des changements climatiques .....	2
1.1.3 Le cadre législatif et réglementaire .....	2
1.1.4 Nécessité d’améliorer la conception des rues au Québec .....	3
1.1.5 Problématique spécifique du projet de recherche .....	4
1.2 État de l’art .....	5
1.2.1 Pratiques de gestions optimales des eaux pluviales pour les rues urbaines .....	5
1.2.2 Dimensionnement des revêtements perméables.....	7
1.2.1 Ouvrage de rétention granulaire sous la chaussée.....	9
1.3 Objectifs du projet de recherche.....	10
1.4 Limitations de l’étude.....	10

1.4.1 Aspects techniques .....	11
1.4.2 Aspects non techniques .....	11
1.5 Plan du mémoire.....	12
CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE .....	13
2.1 Conception d'une rue retenant les eaux de pluie.....	13
2.2 Étude de cas.....	14
CHAPITRE 3 OUTIL DE DIMENSIONNEMENT .....	15
3.1 Outils technologiques utilisés.....	15
3.2 Description générale du concept .....	16
3.3 Hypothèses générales .....	20
3.4 Structure de la chaussée perméable.....	21
3.4.1 Hypothèses de conception.....	21
3.4.2 Protection partielle contre le gel.....	22
3.4.3 Couches générales et méthode AASHTO .....	23
3.5 Hydrologie de surface .....	30
3.5.1 Hypothèses de conception.....	30
3.5.2 Débit maximal par la méthode rationnelle .....	32
3.5.3 Perméabilité du revêtement.....	36
3.6 Dimensionnement du réservoir granulaire .....	39
3.6.1 Hypothèses de conception.....	39
3.6.2 Calculs hydrologiques .....	42
3.6.3 Calculs géométriques .....	45
3.6.4 Calculs hydrauliques .....	47
3.7 Trop-plein souterrain.....	54

3.7.1 Hypothèses de conception.....	54
3.7.2 Calculs hydrologiques .....	55
3.7.3 Calculs d'écoulement (laminage) dans le gravier .....	57
3.8 Synthèse des étapes de dimensionnement.....	63
CHAPITRE 4 ÉTUDE DE CAS .....	65
4.1 Description de l'étude de cas .....	65
4.2 Application de la note de calcul .....	69
4.2.1 Structure de la chaussée perméable.....	69
4.2.2 Perméabilité de la chaussée poreuse .....	70
4.2.3 Dimensionnement du réservoir granulaire .....	70
4.2.4 Trop-plein sous la chaussée.....	72
4.3 Analyse et discussion des résultats.....	73
4.3.1 Structure de la chaussée perméable.....	73
4.3.2 Perméabilité du revêtement perméable .....	73
4.3.3 Dimensionnement du réservoir granulaire .....	75
4.3.4 Analyse de l'écart du modèle du réservoir .....	77
4.3.5 Trop-plein sous la chaussée.....	81
4.4 Synthèse du chapitre.....	82
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE.....	83
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	86
6.1 Conclusion sur le projet de recherche .....	86
6.2 Recommandations .....	87
6.3 Perspectives de recherches ultérieures .....	88
6.3.1 Amélioration à la démarche de conception .....	88

6.3.2 Simulations de plus de cas avec le modèle informatique SWMM.....	88
6.3.3 Expériences de validation en laboratoire .....	89
BIBLIOGRAPHIE .....	90
ANNEXES .....	96

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Liste des limitations techniques encadrant la conception proposée.....	11
Tableau 1.2 : Liste des limitations non techniques encadrant la conception proposée.....	12
Tableau 3.1 : Composantes visibles dans l’encadré à droite de la figure 3.2.....	18
Tableau 3.2 : Hypothèses générales de modélisation.....	20
Tableau 3.3 : Hypothèses spécifiques au dimensionnement structural des chaussées souples.....	21
Tableau 3.4 : Valeurs par défaut pour le critère de protection contre le gel .....	23
Tableau 3.5 : Valeurs supplémentaires de conception pour une chaussée rigide .....	24
Tableau 3.6 : Valeurs d’entrée du calcul du nombre d’ÉCAS dû au trafic.....	25
Tableau 3.7 : Séquence de calcul pour trouver la combinaison de couches granulaires structurales .....	26
Tableau 3.8 : Valeurs d’entrée du calcul du nombre structural total .....	28
Tableau 3.9 : Valeurs d’entrée de l’équation de résistance AASHTO.....	28
Tableau 3.10 : Hypothèses pour l’application de la méthode rationnelle .....	30
Tableau 3.11 : Hypothèses pour estimer des paramètres de conception hydrologiques .....	31
Tableau 3.12 : Hypothèses simplificatrices du modèle hydrologique .....	32
Tableau 3.13 : Dimensions longitudinales et transversales par rapport à la rue .....	34
Tableau 3.14 : Coefficients de ruissellement .....	35
Tableau 3.15 : Paramètres pour l’intensité de la pluie .....	36
Tableau 3.16 : Hypothèses spécifiques pour calculer le débit d’entrée .....	40
Tableau 3.17 : Hypothèses spécifiques pour calculer le volume en fonction de la hauteur d’eau.....	41
Tableau 3.18 : Hypothèses spécifiques pour calculer le débit sortant par le fond .....	41
Tableau 3.19 : Paramètres pour le calcul de la longueur entre deux seuils.....	44
Tableau 3.20 : Paramètres de la pluie de conception volumétrique (1/2 ans).....	45

Tableau 3.21 : Paramètres constants pour le calcul de volume du RG .....	46
Tableau 3.22 : Facteurs d'ajustement pour tenir compte des obstacles dans le réservoir .....	47
Tableau 3.23 : Valeurs par défaut des paramètres des équations de débit du drain de fond .....	49
Tableau 3.24 : Hypothèses spécifiques pour le comportement hydraulique du trop-plein .....	54
Tableau 3.25 : Paramètres des pluies de test pour le trop-plein .....	56
Tableau 3.26 : Calcul des débits maximum entrant pour quatre périodes de récurrence .....	56
Tableau 3.27 : Perméabilités mesurées pour la pierre nette .....	57
Tableau 3.28 : Calculs du laminage d'une pluie de grande récurrence dans le gravier .....	59
Tableau 4.1 : Données brutes mesurées pour l'étude de cas .....	66
Tableau 4.2 : Valeurs utilisées pour calculer la longueur du sous-bassin versant à faible pente ...	67
Tableau 4.3 : Paramètres entrés dans les équations de la démarche de dimensionnement .....	67
Tableau 4.4 : Épaisseurs des couches pour les trois revêtements .....	69
Tableau 4.5 : Résultats des calculs menant à la vérification de la perméabilité du revêtement ....	70
Tableau 4.6 : Résultats de calcul du dimensionnement du réservoir granulaire et de son drain....	71
Tableau 4.7 : Résultats pour le trop-plein souterrain soumis à une pluie de récurrence 1/100 ans	72
Tableau 4.8 : Ratios d'analyse de l'hydraulique du RG .....	76
Tableau 4.9 : Ratios d'analyse du trop-plein.....	81
Tableau 5.1 : Liste des contraintes d'implantation du concept spécifiques à un site.....	85
Tableau B.1 : Sources de données trouvées pour les paramètres de conception .....	100
Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature .....	100
Tableau B.3 : Perméabilités des enrobés bitumineux poreux trouvées dans la littérature .....	106
Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature.....	109



## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Projet de rue verte réalisée à Granby. © Ville de Granby, 2017. Reproduit avec permission. ....	6
Figure 2.1 : Schéma méthodologique de la conception de la solution proposée .....	13
Figure 3.1 : Vue en plan d'une demi-rue avec stationnement perméable et trottoir monolithique	16
Figure 3.2 : Profil transversal d'une demi-rue incluant le concept de rétention sous le trottoir et le revêtement perméable .....	17
Figure 3.3 : Coupe transversale à l'emplacement du puisard relié à l'égout unitaire.....	19
Figure 3.4 : Vue isométrique de la chaussée près d'un puisard et seuil du réservoir .....	19
Figure 3.5 : Abaque du MTQ pour l'épaisseur de protection partielle contre le gel. Adaptée de St-Laurent (2006).....	22
Figure 3.6 : Coupe de la structure de chaussée perméable.....	26
Figure 3.7 : Ordinogramme de la méthode AASHTO pour un revêtement perméable .....	29
Figure 3.8 : Définition des largeurs pour une demi-rue .....	33
Figure 3.9 : Délimitation d'un sous-bassin versant pour un tronçon de demi-rue (en bleu).....	33
Figure 3.10 : Ordinogramme du calcul de la perméabilité minimale requise .....	38
Figure 3.11 : Schéma en coupe longitudinale des réservoirs entre les seuils.....	39
Figure 3.12 : Coupe longitudinale d'un RG entre deux seuils au droit du drain de fond .....	43
Figure 3.13 : Vue isométrique du réservoir granulaire avec un seuil en béton où la fondation de la voie de circulation est à droite de la figure .....	45
Figure 3.14 : Tronçon de conduite perforée pour le drainage contrôlé du RG .....	48
Figure 3.15 : Ordinogramme du dimensionnement hydraulique du réservoir granulaire .....	53
Figure 3.16 : Courbe du facteur de correction de Cedergren en fonction du gradient.....	58
Figure 3.17 : Coupe longitudinale de l'écoulement par le dernier trop-plein .....	59
Figure 3.18 : Ordinogramme de la vérification du trop-plein au-dessus du réservoir .....	62

Figure 3.19 : Ordinogramme synthèse de la méthode de dimensionnement du concept proposé .	64
Figure 4.1 : Définition des largeurs pour une demi-rue .....	66
Figure 4.2 : Paramètres normalisés pour sept cas de rue résidentielle locale à Montréal .....	68
Figure 4.3 : Coupe de la structure de chaussée perméable.....	69
Figure 4.4 : Identification des variables géométriques d'une cellule du réservoir granulaire .....	71
Figure 4.5 : Superposition des cas maximum ( <b>bleu</b> ) et minimum ( <b>orangé</b> ) de perméabilité requise avec les données récoltées pour trois matériaux. ....	74
Figure 4.6 : Relation entre le ratio des surfaces alimentant le revêtement perméable sur la surface du revêtement perméable et la perméabilité minimale requise .....	74
Figure 4.7 : Fluctuation du ratio entre le débit de sortie maximal vers le puisard et le débit entrant dans l'ouvrage selon les scénarios .....	75
Figure 4.8 : Variation de l'écart relatif de $t_{vide}$ lorsque seulement $l_{dr}$ varie.....	77
Figure 4.9 : Évolution de l'écart du modèle analytique selon le ratio de hauteur de pluie sur la hauteur de pluie de conception du MDDELCC .....	78
Figure 4.10 : Variation de l'écart relatif de $t_{vide}$ en fonction du ratio des domaines de $h_r$ .....	79
Figure 4.11 : Coupe longitudinale du RG montrant le ratio des domaines de $h_r$ .....	80
Figure 4.12 : Hauteur d'eau en fonction du temps entre deux seuils pour le scénario TRM1,8.....	80
Figure A.1 : Coupe longitudinale du réservoir pour un débit d'entrée uniforme.....	97
Figure A.2 : Coupe longitudinale du réservoir lors de la vidange sans apport de la pluie.....	99

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### Sigles :

%D	Proportion de trafic par direction
%VL	Proportion de véhicules lourds
%voies	Proportion de trafic par voie
a <sub>1</sub>	Coefficient structural du revêtement
a <sub>2</sub>	Coefficient structural de la fondation
a <sub>3</sub>	Coefficient structural de la sous-fondation
A <sub>HDF</sub>	Paramètre A de la courbe Hauteur Durée Fréquence
A <sub>IDF</sub>	Constante de multiplication de la courbe IDF d'environnement Canada
A <sub>IDF.T</sub>	Paramètre A de la courbe Intensité Durée Fréquence selon une récurrence T
A <sub>or</sub>	Aire d'un trou du drain au fond du RG
A <sub>rp</sub>	Superficie du revêtement perméable
A <sub>tot</sub>	Superficie totale du sous-bassin versant
B <sub>HDF</sub>	Paramètre B de la courbe Hauteur Durée Fréquence
B <sub>IDF</sub>	Exposant de la courbe IDF d'environnement Canada
B <sub>IDF.T</sub>	Paramètre B de la courbe Intensité Durée Fréquence selon une récurrence T
B <sub>vol</sub>	Constante B de l'équation de volume en fonction de la hauteur d'eau dans le RG
CAM	Coefficient d'agressivité moyen
C <sub>d</sub>	Coefficient de décharge des orifices du drain
C <sub>HDF</sub>	Paramètre C de la courbe Hauteur Durée Fréquence
C <sub>IDF.T</sub>	Paramètre C de la courbe Intensité Durée Fréquence selon une récurrence T
C <sub>k</sub>	Facteur de correction de Cedergren pour la perméabilité en écoulement turbulent
C <sub>or</sub>	Constante du tuyau perforé drainant le fond du RG
C <sub>or</sub>	Constante caractérisant la conduite de drainage perforée
C <sub>p.or</sub>	Coefficient de réduction de vitesse pour les matériaux autour du drain
Cr	Coefficient de ruissellement
Cr <sub>dr</sub>	Coefficient de ruissellement du terrain drainant vers le trottoir,
Cr <sub>equ</sub>	Coefficient de ruissellement équivalent pour toutes les surfaces du sous-bassin versant
Cr <sub>rp</sub>	Coefficient de ruissellement du revêtement perméable
Cr <sub>rue</sub>	Coefficient de ruissellement de la chaussée de la demi-rue

$Cr_{tb}$	Coefficient de ruissellement du terrain entre le trottoir et sa bordure
$Cr_{tr}$	Coefficient de ruissellement du trottoir de béton
$C_{vol}$	Constante C de l'équation de volume en fonction de la hauteur d'eau dans le RG
$D_1$	Épaisseur de la couche de revêtement perméable
$D_2$	Épaisseur de la couche de fondation
$D_3$	Épaisseur de la couche de sous-fondation
$d_{drain}$	Diamètre du drain au fond du RG
DJMA	DJMA est le débit journalier moyen annuel
$d_{pluie}$	Durée de la pluie de conception
$e_s$	Épaisseur des seuils
$F_{CC}$	Facteur de majoration pour les changements climatiques
FR	Facteur de correction pour le type de route
FS	Facteur de correction pour le type de sol
$g$	Accélération gravitationnelle
$g_a$	Taux d'accroissement de tous les véhicules
$H_{aC}$	Hauteur d'eau amont de la dernière cellule du RG
$h_{br,max}$	Hauteur maximale de la bordure du trottoir
$h_{br,min}$	Hauteur minimale de la bordure du trottoir
$h_{max,s}$	Hauteur d'eau maximale au-dessus d'un seuil
$h_{or,moy}$	Charge hydraulique moyenne au niveau des perforations du drain au fond du RG
$h_{pluie}$	Hauteur de pluie de conception
$h_r$	Hauteur d'eau de la partie la plus en aval du RG
$h_{r,max}$	Hauteur d'eau maximale avant débordement en aval d'un RG
$h_{r0}$	Hauteur d'eau initiale de la partie la plus en aval du RG
$h_s$	Hauteur d'un seuil vertical dans la couche du RG
$h_{tp}$	Hauteur disponible pour le trop-plein
$I_{g,n}$	Indice de gel normal
$I_{max}$	Intensité maximale de la pluie de conception
$I_{max,T}$	Intensité de pluie maximale selon une période de récurrence T
$i_{rp}$	Gradient hydraulique pour l'infiltration dans le revêtement perméable
$i_s$	Gradient hydraulique entre les crêtes des seuils
$K_1$	Constante d'ajustement dans la résolution analytique de $h_r(t)$ pour $0 \leq h_r \leq m_{rue} * L_s$

$K_2$	Constante d'ajustement dans la résolution analytique de $h_r(t)$ pour $m_{rue} * L_s \leq h_r \leq h_{r,max}$
$K_{PN,min}$	Perméabilité à saturation minimale requise pour l'écoulement entre deux seuils
$K_{PNr}$	Perméabilité réelle de la pierre nette supposée
$k_{rp,min}$	Perméabilité minimale requise du revêtement perméable
$K_{sat}$	Conductivité hydraulique de la pierre nette à saturation en écoulement laminaire
$l_1$	Largeur effective du RG le long de la pente sous le trottoir
$l_2$	Largeur effective du RG le long de la pente sous le revêtement perméable
$l_{bor}$	Largeur de bordure en béton,
$l_{dr}$	Longueur de drainage vers le trottoir (largeur du terrain adjacent)
$L_{eau}$	Longueur horizontale de conduite sujette à un écoulement
$L_{or}$	Longueur entre deux ondulations perforées
$L_{or,calc}$	Longueur entre deux ondulations perforées calculée
$L_p$	Distance longitudinale entre deux puisards contigus ou entre le puisard aval et le haut de pente du cours d'eau
$L_{p,mes}$	Longueur mesurée entre deux puisards
$l_{rc}$	Largeur de demi-chaussée de circulation
$l_{res}$	Largeur effective totale du RG
$l_{res,tp}$	Largeur effective du réservoir pour l'écoulement par le trop-plein
$l_{rp}$	Largeur de pavage perméable,
$l_{rue}$	Demi-largeur de rue,
$L_s$	Longueur choisie d'une cellule de rétention entre deux seuils
$L_{s,calc}$	Longueur calculée d'une cellule de rétention entre deux seuils
$l_{tb}$	Largeur entre le trottoir et sa bordure pour les trottoirs boulevards
$l_{td}$	Largeur de la tranchée du drain de fond du RG
$l_{tr}$	Largeur du trottoir
$m_2$	Coefficient de drainage la fondation
$m_3$	Coefficient de drainage la sous-fondation
$Maj_{Cr.T}$	Majoration du coefficient de ruissellement en fonction de la période de récurrence
$M_R$	Module résilient du sol d'infrastructure
$m_{rue}$	Pente longitudinale de la rue
$m_{rue,mes}$	Pente longitudinale de la rue estimée au centre de la chaussée
$m_{rue,min}$	Pente longitudinale minimale de la rue en bordure du trottoir

$m_{srp}$	Pente du fond du RG sous le revêtement perméable
$m_{str}$	Pente du fond du RG sous le trottoir
$n_d$	Période de design
$n_{drain}$	Coefficient de Manning interne de la conduite de drainage
$N_{jrs}$	Nombre de jours dans l'année
$N_{ondu}$	Nombre d'ondulations par mètre
$N_{or}$	Nombre de trous par mètre de conduite de drainage
$n_{RG}$	Porosité du réservoir granulaire (pierre nette)
$N_s$	Nombre de seuils sur une longueur $L_p$
$N_{tr}$	Nombre de trous pour une ondulation
$P_{base}$	Protection partielle de base au gel de la structure de chaussée
$P_{gel.req}$	Protection partielle requise au gel de la structure de chaussée
$p_i$	Niveau de service initial du revêtement
$p_t$	Niveau de service final du revêtement
$Q_E$	Débit entrant par le revêtement perméable vers le RG
$Q_{E.tp}$	Débit entrant dans le RG pour la vérification du trop-plein
$Q_{i.max}$	Débit maximum que le revêtement doit infiltrer pour la pluie de conception
$Q_{max.T}$	Débit de ruissellement maximal selon une période de récurrence $T$
$Q_{p.drain}$	Capacité du drain à plein débit
$Q_{puis}$	Débit maximal arrivant vers le puisard aval à partir des RG
$Q_S$	Débit de sortie du RG
$Q_{S.max}$	Débit maximal sortant du RG par le drain de fond
$R$	Fiabilité minimale exigée pour une chaussée
$R_h$	Rayon hydraulique pour une conduite cylindrique à plein débit
$R_s$	Ratio entre la hauteur des seuils et la profondeur du RG
$R_{tb}$	Pourcentage du volume sous l'espace entre le trottoir et la chaussée occupé par le RG
$R_{tr}$	Pourcentage du volume sous le trottoir occupé par le RG
$R_{vol}$	Ratio de remplissage du RG
$S_0$	Écart-type sur la fiabilité de la chaussée
$SN_{tot}$	Nombre structural total
$t_1$	Temps pour que $h_r = m_{rue} * L_s$ durant la pluie
$t_2$	Temps pour que $h_r = m_{rue} * L_s$ durant la vidange

$t_c$	Temps de concentration du sous-bassin versant
$t_{cible}$	Temps de vidange cible du RG
$t_{vide}$	Temps pour que $h_r$ retourne à la hauteur d'eau initiale
$V$	Volume de stockage au-dessus du niveau des seuils
$V_{en.max}$	Volume entrant maximal dans le réservoir granulaire
$V_{rem}$	Volume maximal de pierre nette compris entre deux seuils pouvant être rempli d'eau
$V_{res.max}$	Volume d'eau maximal stocké dans une cellule entre deux seuils
$V_{tot}$	Volume total de pierre nette sous la ligne entre les crêtes de deux seuils
$W_{18.struct}$	Nombre d'ÉCAS prédit avant la détérioration excessive de la chaussée
$W_{18.trafic}$	Nombre d'ÉCAS généré par le trafic des véhicules lourds
$Z_R$	Variable centrée réduite pour la fiabilité de la chaussée

### Abréviations :

CCME	Conseil canadien des ministres de l'Environnement
CMM	Communauté métropolitaine de Montréal
EBP	Enrobé bitumineux poreux
ÉCAS	Équivalent de charge axiale simple de 8160 kg
HDF	Hauteur Durée Fréquence
ICPI	Interlocking Concrete Pavement Institute
IDF	Intensité Durée Fréquence
LQE	Loi sur la qualité de l'environnement (Québec)
MDDELCC	Ministère du Développement durable, de l'Environnement et de la Lutte au changement climatique
PET	Pierre-Elliott Trudeau (l'aéroport)
PGO	Pratique de gestion optimale
RG	Réservoir Granulaire
ROMAEU	Règlement sur les ouvrages municipaux d'assainissement des eaux usées
SIG	Système d'Information Géographique
TRB	Trottoir boulevard
TRM	Trottoir monolithe

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – DÉRIVATION DES ÉQUATIONS DE DÉBIT DE SORTIE PAR LE FOND INCLINÉ D’UN RÉSERVOIR.....	96
ANNEXE B – DONNÉES COLLECTÉES .....	100



## AVANT-PROPOS

Ce travail de recherche me tient beaucoup à cœur. L'idée de départ découle de mes trajets pédestres pour aller jusqu'à la station de métro près du quartier Rosemont. À force d'observer les rues et leurs comportements hydrauliques pour toutes sortes de conditions, je me suis demandé comment diminuer les effets de la pluie sur le réseau d'égout existant. Pour ce faire, je me suis questionné s'il était possible qu'une partie de la pluie entre sous la voie de stationnement et sous le trottoir adjacent pour ralentir l'écoulement qui normalement se fait en surface. Cette réflexion, je l'ai débutée durant l'année 2013.

Plus tard, j'ai compris que ce problème s'inscrivait dans l'enjeu plus large de la gestion optimale des eaux pluviales en milieux urbains et que des recherches étaient en cours à Polytechnique Montréal sur plusieurs aspects de cet enjeu. C'est ainsi qu'en mai 2014, j'ai rencontré le professeur Musandji Fuamba à son bureau pour lui présenter mon idée et savoir s'il acceptait de diriger mon projet de recherche lorsque j'aurai fini mon baccalauréat.

Tout au long de mes efforts de recherche, j'étais motivé par le désir sincère d'apporter aux ingénieurs d'ici une idée innovante dans le domaine de l'hydraulique urbaine. Cette idée, je la veux capable de répondre aux problématiques d'adaptation de nos infrastructures à des conditions climatiques changeantes et à une exigence environnementale toujours plus importante. Finalement, c'est à vous, le lecteur, de juger si mon désir pourra se réaliser ou non à partir de ce travail. Au moins, je sais que j'y ai mis tout mon cœur et ma persévérance, malgré tous les défis rencontrés plus de 4 ans après mes premiers croquis.

Ce document n'a pas la prétention de contenir une recette miracle pour la construction des rues et de leur drainage au Québec. Toutefois, ce travail a le mérite de proposer une approche pragmatique pour les villes existantes qui souhaitent tenter autre chose que les solutions pratiquées actuellement. Bonne lecture.

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Le concept décrit dans ce mémoire se distingue des concepts existants sur deux aspects principaux. Le premier intègre dans une démarche de conception novatrice adaptée pour le Québec plusieurs disciplines du génie civil, soit la structure des chaussées perméables, l'écoulement dans les milieux poreux, l'hydrologie urbaine ainsi que l'hydraulique d'un système de rétention. Le deuxième aspect, quant à lui, se rapporte à un nouveau mode de contrôle du débit de sortie d'un réservoir granulaire suivant la pente longitudinale d'une rue. À partir du contexte décrit ci-dessous et d'un socle théorique rigoureux, cette recherche propose une approche améliorée de gestion des eaux pluviales pour les villes d'ici et d'ailleurs dans le monde.

### 1.1 Mise en contexte

Cette section porte sur la problématique de la gestion des eaux pluviales dans les milieux urbains québécois et sur les autres éléments de contexte pertinents.

#### 1.1.1 La gestion des eaux pluviales en milieux urbains

Depuis un siècle et demi, les infrastructures liées à l'eau et leurs objectifs ont beaucoup progressé. Les villes sont passées de l'approche du tout-à-l'égout le plus vite possible (y compris les eaux de pluie) à une multitude d'approches en parallèle et en série, qui favorise la recharge de la nappe, en plus de diminuer l'érosion, la pollution et les inondations dans les cours d'eau récepteurs (MDDELCC & MAMROT, 2011). En fait, l'objectif vise aujourd'hui à s'approcher le plus possible du cycle hydrologique d'avant l'urbanisation lors de l'aménagement de nouveaux développements (City of Edmonton, 2014; MDDELCC & MAMROT, 2011).

Pour des villes ayant connu une forte croissance à l'époque de la révolution industrielle, la gestion des eaux pluviales rencontre plusieurs enjeux spécifiques :

- Lorsque les villes reçoivent de très fortes précipitations, le contenu des égouts remonte à la surface et dans les bâtiments par leurs branchements.
- Les réseaux d'égouts unitaires déjà en place rejettent un surplus d'eaux non traitées lors de pluies trop grandes (phénomène nommé surverses).
- Même si le réseau d'égout offre un très bon niveau de service, plusieurs surfaces imperméabilisées peuvent avoir de la difficulté à se drainer lorsque le chemin vers la bouche d'égout est bloqué.

- Le remplacement de l'ensemble des infrastructures de drainage serait beaucoup trop coûteux et difficile à faire accepter socialement par les habitants de ces villes.
- Une résistance persiste à l'essai de nouveaux concepts lors du remplacement d'infrastructure en place (Rivard, 2017). Cependant, il y a plusieurs endroits où il existe une volonté politique et citoyenne de rendre nos infrastructures plus « vertes » tel qu'en témoigne l'existence du sommet des infrastructures naturelles à Montréal.
- Finalement, il y a peu de concepts standardisés adaptés au contexte des villes québécoises ayant un patrimoine complexe d'infrastructures existantes.

La recherche présentée dans ce mémoire ne peut naturellement pas couvrir tous ces enjeux. En revanche, elle s'inscrit dans le contexte décrit ci-dessus ainsi que dans celui plus large des changements climatiques, du cadre réglementaire et de l'état actuel des rues.

### **1.1.2 Impact des changements climatiques**

La hausse des gaz à effet de serre à l'échelle mondiale implique un réchauffement global de l'atmosphère. Ce réchauffement implique que le climat est plus instable qu'historiquement et surtout que la fréquence des événements de pluie extrêmes s'accroît avec le temps pour plusieurs régions du monde (Zahmatkesh, Burian, Karamouz, Tavakol-Davani, & Goharian, 2015). Au Canada, le consortium Ouranos étudie l'évolution régionale du climat et son impact en lien avec les adaptations possibles. Dans une de leur publication, selon la fréquence des événements de pluie, un accroissement de 10 à 20 % de la hauteur d'eau est projeté pour le sud du Québec (Mailhot, Beauregard, Talbot, Caya, & Biner, 2012). Ainsi, les relations entre l'intensité de pluie et la période de récurrence, établies avec des données historiques, ne sont plus utilisables pour la conception d'infrastructures hydrauliques urbaines. Comme les réseaux de drainage ont été conçus pour des pluies de conception dont les fréquences ne varient pas avec le temps, les municipalités doivent appliquer diverses stratégies pour s'adapter à ces changements (Zahmatkesh et al., 2015).

### **1.1.3 Le cadre législatif et réglementaire**

Le Canada a une volonté de réduire l'impact des eaux usées sur les cours d'eau. Au Québec, le MDDELCC<sup>1</sup> a pris position sur la stratégie pancanadienne pour la gestion des effluents d'eaux

---

<sup>1</sup> Ministère du développement durable, de l'environnement et de la lutte aux changements climatiques

usées municipales adoptée par le CCME<sup>2</sup>. Cette position stipule que les municipalités ne doivent pas accroître leur déversement d'eaux d'égout non traitées pour toutes formes de développements (Lavallée, 2016). Depuis 2014, le ROMAEU<sup>3</sup> stipule que les municipalités doivent prendre des mesures compensatoires lorsqu'elles développent ou redéveloppent leur territoire. En effet, anciennement, l'urbanisation accrue d'un territoire pouvait engendrer un plus grand débit de pointe et un plus grand nombre de surverses avec une autorisation. Maintenant, le choix qui s'offre aux municipalités consiste soit à la réduction des débits engendrant des surverses, soit à l'accroissement de la capacité du réseau d'assainissement (Lavallée, 2016). À terme, les municipalités devront déposer et mettre en œuvre un plan correcteur pour réduire considérablement les surverses par temps de pluie d'ici 2040.

En outre, des modifications de la loi sur la qualité de l'environnement (LQE) sont entrées en vigueur le 23 mars 2018 (Gouvernement du Québec, 2018). La gestion des eaux pluviales est maintenant incluse explicitement dans l'article 32 de la loi. Concrètement, une autorisation doit être demandée au MDDELCC à moins que l'ouvrage puisse faire l'objet d'une Déclaration de conformité. Cette déclaration peut être obtenue dans le cas où un ouvrage respecte les prescriptions minimales du nouveau *Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales* (MDDELCC, 2017). Même si au moment d'écrire ce texte, le manuel n'est pas encore complété, celui-ci sert de source primaire pour établir des critères de conception et des valeurs par défaut.

En somme, les grandes villes ayant un réseau d'égout unitaire sur leur territoire doivent adopter ou modifier leur réglementation quant aux rejets d'eaux pluviales dans le réseau.

### **1.1.4 Nécessité d'améliorer la conception des rues au Québec**

Pour accroître la sécurité des usagers et la qualité de vie des citoyens, de plus en plus de juridictions songent à diminuer la largeur des voies de circulation des rues. En effet, la priorité va de moins en moins à la seule circulation efficace des automobiles. Cet espace libéré dans les emprises existantes peut servir à d'autres usages (Bellefleur, 2014).

---

<sup>2</sup> Conseil canadien des ministres de l'Environnement

<sup>3</sup> Règlement sur les ouvrages municipaux d'assainissement des eaux usées

Le climat rigoureux du Québec rend les routes construites avec une structure traditionnelle très vulnérable lorsque le revêtement est fissuré. Le déficit d'entretien très prononcé dans les villes du Québec implique que plusieurs structures de rue doivent être entièrement reconstruites. Il y a donc une nécessité d'améliorer la conception de nos rues (Corniou, 2018). Dans la construction d'une section type de rue, seuls quelques éléments de conception comme les drains de rive et les géotextiles filtrants ont été ajoutés pour réduire la susceptibilité au gel de la fondation (Généreux, 2007).

En outre, l'utilisation de puisards ponctuels pour drainer les rues permet l'accumulation de l'eau dès qu'il y a de la neige et de la glace dans le cours d'eau de la rue (Ferguson, 2005a). À des températures qui retombent sous le point de congélation, beaucoup de plaques de glace peuvent se former et rendre les trottoirs et une portion de la chaussée plus dangereux pour les usagers.

### **1.1.5 Problématique spécifique du projet de recherche**

La démarche entamée pour améliorer la conception des rues lors de ce projet de recherche provient de plusieurs constats s'appliquant surtout aux grandes villes nordiques.

Le premier constat : pour plusieurs aménagements urbains denses du début du 20<sup>e</sup> siècle, les surfaces imperméables ont deux principales vocations. Du côté de l'espace privé, les surfaces imperméables jouent surtout le rôle de toits plats qui occupent généralement la majeure partie de la largeur d'un lot. De l'autre côté, les surfaces imperméables de l'emprise de rue publique ont une vocation presque exclusivement liée au transport et au stationnement.

Le deuxième constat : les toitures partagent généralement les mêmes conduites que les égouts sanitaires à l'intérieur des bâtiments. De plus, les solutions permettant de mitiger l'effet des toitures impliquent une participation directe de chaque propriétaire. Ce constat rend ces solutions plus difficiles à mettre à l'échelle d'une grande agglomération comme Montréal par une simple volonté de l'administration municipale. Cependant, l'emprise publique contenant la rue est beaucoup plus facile à modifier par les décideurs publics.

Le troisième constat : l'état de dégradation avancée d'une forte proportion du réseau routier urbain a été en partie causé par un sous-investissement chronique des institutions publiques chargées de leur entretien (Corniou, 2018). Par conséquent, les municipalités du Québec sont, pour plusieurs d'entre elles, en rattrapage d'investissement dans leurs infrastructures publiques. D'ailleurs, ce constat va plus loin, car la reconstruction rendue obligatoire de plusieurs structures de chaussées

crée une opportunité de repenser la méthode de construction pour répondre à plusieurs objectifs à la fois.

À partir de ces constats et du contexte décrit aux sections précédentes, une démarche générale de conception a été envisagée. Dès le départ, deux éléments clés ont été identifiés. Premièrement, l'eau de pluie qui ruisselle à partir de la chaussée et des trottoirs doit être captée sur toute la longueur du cours d'eau de la rue. Deuxièmement, une fois l'eau captée, celle-ci doit être retenue le plus longtemps possible sous une partie de l'emprise de rue. La partie la moins sollicitée par le passage des véhicules lourds a été choisie afin de ne pas créer de problèmes structuraux encore plus rapidement que pour le mode de construction traditionnel des rues.

La section suivante donne un aperçu des solutions documentées dans la littérature à la problématique de la gestion des eaux pluviales en milieux urbains ainsi qu'une brève revue de l'art concernant les ouvrages répondant aux deux éléments de conception principaux énoncés plus haut.

## **1.2 État de l'art**

Cette section décrit l'état de la connaissance dans le domaine des infrastructures pour gérer les eaux pluviales différemment dans l'emprise des rues.

### **1.2.1 Pratiques de gestions optimales des eaux pluviales pour les rues urbaines**

En Amérique du Nord, les pratiques de gestion optimales (PGOs) des eaux pluviales se définissent par des approches structurales et non structurales qui ont surtout pour objectif de réduire la pollution liée à l'eau de pluie (Fletcher et al., 2014). Plus spécifiquement, ce terme est employé pour désigner les solutions non conventionnelles pour réduire l'impact des eaux de pluie en milieux urbains sur l'environnement tout en apportant d'autres bénéfices. Ces pratiques peuvent cumuler une partie ou l'ensemble des rôles suivants :

- Réduire les débits de pointes et les volumes d'eau de ruissellement dirigés vers le système de drainage.
- Réduire la quantité de polluants dans les eaux de ruissellement.
- Mitiger l'érosion des cours d'eau participant au drainage des agglomérations.
- Améliorer la qualité de vie des citoyens par un aménagement plus naturel et à l'échelle humaine.
- Réduire les îlots de chaleur causés par les surfaces minérales en ville.

- Rendre les villes plus résilientes aux conditions météorologiques extrêmes.
- Réduire ou maintenir le coût global sur le cycle de vie des infrastructures pour un très bon niveau de services.

Dans le cas des rues, des PGOs de type « contrôle à la source » peuvent être mises en œuvre. Une rue peut contenir un seul ou une combinaison des exemples suivants : les revêtements perméables, les tranchées drainantes, les aires de biorétention et les systèmes de traitement commerciaux (MDDELCC & MAMROT, 2011). De plus, d'autres PGOs s'intègrent à la rue. Elles se focalisent sur le transport des eaux pluviales en plus des rôles attribués à ces ouvrages. En voici des exemples : les noues avec ou sans biorétention, les fossés engazonnés et les systèmes de rétention souterrains alimentés par des conduites perforées (MDDELCC & MAMROT, 2011).

La ville de Granby a mis en œuvre l'aménagement montré à la figure 1.1 pour deux de ses rues. En effet, des places de stationnement ont été remplacées par des noues végétalisées avec biorétention.



Figure 1.1 : Projet de rue verte réalisée à Granby. © Ville de Granby, 2017. Reproduit avec permission.

L'ajout de ces surfaces rend la rue plus sécuritaire pour les piétons en rétrécissant la largeur de circulation. Pour le drainage, des tuyaux perforés munis de régulateur de débit sont installés sous le terreau des noues. Cette mesure et la création d'un bassin de rétention dans un parc voisin ont permis d'éviter la construction de systèmes de rétention souterrains coûteux. L'entretien ne s'avère pas trop coûteux et est de plus en plus facile avec le temps. Malgré le peu d'enthousiasme des

citoyens et des élues au début du projet, les résultats et les ajustements du projet ont contribué à les convaincre (Carbonneau & Méthot-Borduas, 2017).

### **1.2.2 Dimensionnement des revêtements perméables**

Les revêtements perméables ou poreux peuvent être classés selon deux catégories : avec circulation automobile régulière ou sans circulation automobile (sauf pour les véhicules d'urgence et d'entretien). Pour la construction de voies de stationnement dans une rue, la première catégorie est retenue. Pour celle-ci, plusieurs types de matériaux de revêtement sont envisageables :

1. Les pavés perméables autobloquants en béton (PPAB),
2. Les enrobés bitumineux poreux (EBP),
3. Et les bétons poreux.

Ces trois matériaux ont des principes de dimensionnement en commun. Dans tous les cas, la structure de chaussée doit être complètement poreuse et la couche reposant sur le sol d'infrastructure sert de réservoir pour l'eau de pluie. Cette couche peut être drainée de trois manières : uniquement par l'infiltration dans le sol; par une combinaison de l'infiltration dans le sol et d'une conduite perforée; ou par seulement un drain (Permeable Pavements Task Committee, 2015).

En condition hivernale, l'épandage du sable est à proscrire puisqu'il diminue drastiquement la perméabilité du revêtement (Ferguson, 2005a). Il est plutôt recommandé d'utiliser un mélange de petite pierraille (2 à 4 mm) qui contient le moins possible de particules fines (Al-Rubaei, Stenglein, Viklander, & Blecken, 2013).

#### **1.2.2.1 Pavés perméables autobloquants en béton**

Ce type de revêtement est constitué de blocs ou pavés de béton ordinaire dont les joints sont suffisamment espacés pour permettre l'infiltration rapide de l'eau. Les pavés doivent tous être en contact les uns avec les autres ainsi qu'avec une bordure rigide pour être autobloquants. L'installation de ces pavés requiert un lit de pose constitué d'un matériau aussi fin que celui servant au remplissage des joints pour bien répartir les charges. L'ensemble formé par les bordures, les pavés ainsi que de la pierraille de 2 à 5 millimètres du lit de pose et des joints se comporte comme une chaussée souple (ex. enrobé bitumineux) (Hein, D., Leong, & Tighe, 2006). Ainsi, la méthode de conception utilisée pour les EBP est valide pour les PPAB en ajustant les propriétés des



matériaux (Lichten & Schaus, 2017). En Amérique du Nord, les connaissances sur ce revêtement sont surtout développées par l'*Interlocking Concrete Pavement Institute (ICPI)*.

Une variante de ce revêtement est construite avec des pavés de béton reliés par des câbles. Ce type de pavés peut avoir un plus grand espacement aux joints et est parfois plus facile à installer. Ainsi, la construction d'une voie de stationnement faite de ce revêtement, dans la ville de Monroe, (état de Washington) est un exemple récent de l'application de ce type de revêtement. (Anderson, Russell, Uhlmeier, & Gardner, 2016).

### **1.2.2.2 Enrobés bitumineux poreux**

L'enrobés bitumineux poreux est généralement le plus mince des trois revêtements utilisés pour des stationnements. Sa mise en œuvre est similaire à celle d'un enrobé bitumineux classique. Par contre, la compaction est plus délicate et le type de bitume est différent pour empêcher son écoulement par les pores de l'enrobé (Ferguson, 2005a). Parmi les limitations propres à ce matériau, il y a celles liées au type de trafic. En effet, l'EBP est moins apte à résister aux virages de camion dans une intersection et au trafic très lourd en général (Permeable Pavements Task Committee, 2015). Ainsi, ce matériau est à proscrire près d'un arrêt d'autobus. Même dans des conditions de trafic très faible, il est souvent recommandé de stabiliser la fondation poreuse avec du bitume ou du ciment pour accroître la longévité et réduire le risque d'érosion interne.

### **1.2.2.3 Béton poreux**

Le béton poreux est un béton de ciment dont le mélange contient des granulats qui suivent une distribution très peu étalée et qui ne contiennent ni de particules fines ni de sable. Ainsi, le mélange en durcissant crée une matrice poreuse où les pores sont interconnectés entre eux (Ferguson, 2005b). Pour une épaisseur équivalente de béton standard, le béton poreux est moins résistant en compression et en flexion. De plus, le risque évident de corrosion élimine la possibilité de renforcer ce béton avec de l'acier d'armature.

Contrairement aux autres revêtements poreux, le béton n'a pas besoin d'être installé sur une fondation multicouche. La structure de chaussée se résume à une couche de pierre nette assez épaisse pour la protection contre les effets du gel et une couche de béton dont l'épaisseur dépend des charges de trafic et de la qualité du mélange une fois mis en œuvre. Ce mélange doit être un compromis entre la résistance et la porosité pour assurer une perméabilité suffisante avec le temps

(Schaefer & Kevern, 2013). D'un point de vue structural, le béton poreux se distingue par sa faible déformation après le passage répété des véhicules (moins d'orniérage) et la possibilité de facilement mettre en œuvre une épaisseur variable pour contrer entre autres les effets de bord (Ferguson, 2005b). Néanmoins, la cure du béton après la mise en place est critique et doit faire l'objet de précautions particulières puisque l'eau dans le béton peut facilement s'évaporer (Rioux & Pilon, 2017) (Ferguson, 2005b).

### **1.2.1 Ouvrage de rétention granulaire sous la chaussée**

Pour les revêtements poreux décrits précédemment, la rétention de l'eau s'effectue généralement dans une couche de pierre nette qui joue en même temps le rôle de sous-fondation. Dans la plupart des guides et des logiciels de conception, le dimensionnement de cette couche se borne à diviser le volume d'eau percolant dans le revêtement par sa superficie et à multiplier la hauteur résultante par la porosité pour obtenir la hauteur d'eau maximale à emmagasiner (American Concrete Pavement Association & Rodden, 2010; Lanarc Consultants Ltd., Kerr Wood Leidal Associates Ltd., & Ngan, 2012). Des méthodes tiennent en plus compte du taux d'infiltration par le fond du réservoir pour son dimensionnement (CVC & TRCA, 2010).

Une équipe américaine a développé une méthode de conception qui prend en compte l'exfiltration de l'eau dans un réservoir de pierre nette par le fond et les parois latérales (Lee, Borst, Brown, Rossman, & Simon, 2015).

Au Canada, plusieurs concepts de rétention souterraine des eaux de pluie ont été testés. Dans les années 1990, une équipe de l'université Ryerson a testé une installation de tranchée drainante dans une rue du quartier d'Etoobicoke en banlieue de Toronto en Ontario (Li, J. Y. & Joksimovic, 2015). Cette proposition s'applique à la reconstruction d'une conduite d'égout pluviale autour de laquelle deux conduites perforées sont installées. Comme la tranchée creusée pour l'installation de l'égout est remplie de pierre nette, l'eau entrant dans l'égout est exfiltrée dans le sol avoisinant par les drains perforés (Li, J. Y. & Joksimovic, 2015). Si le sol n'est pas assez perméable, une variante de ce concept implique la filtration et le ralentissement de l'eau dans la couche de gravier qui est ensuite renvoyé à la conduite d'égout. Pour cet ouvrage, la principale critique concerne l'utilisation de puisards standard pour l'alimenter. Conséquemment, l'eau chargée de matière en suspension a tendance à colmater rapidement les géotextiles et les perforations des drains (CVC & TRCA, 2010).

Parmi les projets étudiés, celui construit en 2012<sup>4</sup> au centre-ville de Syracuse, NY se rapproche le plus de l'ouvrage conçu dans le présent mémoire. Il intègre des voies de stationnement recouvertes de PPAB avec une tranchée drainante (CH2MHILL inc., 2011). L'emplacement d'un réservoir granulaire placé sous la voie de stationnement perméable et sous le trottoir rend cet ouvrage original. Des ouvrages de biorétention adjacents aux trottoirs sont drainés par ce réservoir granulaire. (CH2MHILL inc., 2011). Le tout est ensuite drainé par une conduite perforée posée au fond d'une tranchée remplie de pierre nette. Cette dernière est complètement enveloppée par un géotextile filtrant.

### **1.3 Objectifs du projet de recherche**

L'objectif principal du projet de recherche vise à concevoir une nouvelle variante de pratique de gestion optimale (PGO) des eaux pluviales qui s'intègre dans la structure d'une chaussée de rue résidentielle locale, drainée par un égout unitaire en climat nordique.

L'atteinte de cet objectif passe par les objectifs spécifiques suivants :

1. Concevoir un nouveau concept de PGO intégrée au profil de rue entre deux puits existants pour mitiger les débits de pointes dans le but d'intercepter et de retenir le 90<sup>e</sup> percentile des pluies annuelles en tenant compte du climat futur.
2. Vérifier théoriquement que le concept proposé peut résister au gel-dégel et aux charges de circulation.
3. Évaluer le comportement hydraulique de l'ouvrage proposé pour une pluie de période de récurrence de 100 ans.
4. Montrer le potentiel d'utilisation de ce concept par une étude de cas théorique concernant la Ville de Montréal.

### **1.4 Limitations de l'étude**

Les aspects décrits dans cette section visent à établir le cadre dans lequel la recherche d'une nouvelle solution a été effectuée. Les résultats de cette recherche sont inutilisables hors de ces limites.

---

<sup>4</sup> Plus d'informations sont disponible à l'adresse web suivante : [http://savetherain.us/str\\_project/water-st-gateway/](http://savetherain.us/str_project/water-st-gateway/)

### 1.4.1 Aspects techniques

La réalisation de ce travail, au niveau de détails proposés, a nécessité le choix d'un cadre d'étude précis. Le tableau 1.1 permet de cerner les limitations techniques provenant de ce cadre d'étude.

Tableau 1.1 : Liste des limitations techniques encadrant la conception proposée

Type	Valide seulement pour :
Géographique	La grande région de Montréal
	Sols très peu perméables
	Normes du Québec
	L'hydrologie étudiée au sud du Québec
	Pour des pentes de rue faibles à moyennes (5% et moins)
Urbanistique	Les rues où il n'y a pas assez de place pour d'autres PGOs plus avantageuses
	Des rues résidentielles locales sans circulation anormale de véhicules lourds et sans arrêt d'autobus
	Des arbres plantés dans l'espace entre le trottoir de béton standard et la bordure de la chaussée (s'il y a des arbres)
	Des tronçons de rues rectilignes (sans courbes)
Géotechnique	Des régions où la profondeur de gel dépasse 1 mètre et où le sol peut subir plusieurs épisodes de gel-dégel
	Des sols qui ne risquent pas de se liquéfier lorsqu'ils sont saturés d'eau
	Des structures de voie de circulation bien construites et bien drainées
Hydrologique	Les méthodes de calcul adaptées aux données et connaissances en vigueur au Québec
	L'évaluation du potentiel de réduction du débit de pointe occasionné par la pluie dans le réseau d'égout (pas d'évaluation de la réduction de volume vers le réseau)
	Le calcul de la répercussion du ruissellement sur l'emprise de rue sur le débit entrant dans un puisard relié à une conduite d'égout existante

Pour un ingénieur, les aspects techniques tendent à s'approcher de la réalité de la conception; cependant, plusieurs aspects non techniques peuvent limiter les possibilités offertes par un nouveau concept.

### 1.4.2 Aspects non techniques

Le tableau 1.2 montre plusieurs considérations autres que techniques, qui pourraient influencer le processus de conception, dont cette étude ne tient pas compte.

Tableau 1.2 : Liste des limitations non techniques encadrant la conception proposée

Aspect	Description
Gouvernance	L'étude ne tient pas compte de l'optimisation de la gouvernance entre les paliers décisionnels pour en arriver à de meilleures pratiques qui favoriseraient une meilleure considération des nouvelles solutions alternatives au <i>statu quo</i> .
Gestion du projet de construction	Dans ce cas, il faut supposer que cet aspect est parfaitement maîtrisé et qu'il est possible d'obtenir un résultat qui reflète toutes les précautions de construction nécessaires au bon fonctionnement de l'ouvrage.
Règlements municipaux	Comme ces règlements sont appelés à évoluer en fonction de nouveaux objectifs plus contraignants sur la qualité de l'eau, les critères de dimensionnements dépendent de la documentation du MDDELCC. Par contre, les normes de construction des éléments de voiries évoluent très peu, car il faut que ces éléments, tels les trottoirs ou les puisards, puissent être remplacés sans tout refaire (Charron, 2017).
Économique	Aucune évaluation économique, même si la proposition doit faciliter les calculs nécessaires à l'estimation des coûts de construction.
Acceptabilité sociale	Même si la proposition de ce mémoire vise à rendre l'aménagement alternatif d'une rue le moins perturbant possible pour les citoyens, cette composante n'influence pas directement les décisions de conception de la démarche.

En bref, la démarche de conception proposée dans ce mémoire ne s'appuie sur aucune analyse multicritère englobant plusieurs aspects non techniques essentiels à la conception d'un projet réel.

## 1.5 Plan du mémoire

Outre le chapitre 1, le contenu de ce mémoire est réparti en cinq autres chapitres comme suit : le chapitre 2 explique la méthodologie suivie pour aboutir au concept choisi. Celui-ci fait l'objet d'une démarche de conception détaillée pas à pas dans le chapitre 3 sous la forme d'une note de calcul électronique. Cette note de calcul permet d'obtenir des résultats analysés et discutés dans le chapitre 4 pour l'étude de sept cas de la région de Montréal. Au chapitre 5, la discussion sera axée sur l'impact général de cette démarche pour l'ingénieur concepteur. Finalement, la synthèse du travail est de mise dans le chapitre 6 sans oublier plusieurs recommandations pour faire suite à ce travail.

## CHAPITRE 2 MÉTHODOLOGIE

Le projet de recherche s'est déroulé en deux grandes phases : d'une part, la création d'un concept répondant au principal objectif; d'autre part, l'application de la méthode de calcul sur des cas réels.

### 2.1 Conception d'une rue retenant les eaux de pluie

Comme pour la plupart des processus de conception, la méthodologie employée implique des itérations (Figure 2.1). À partir du contexte de l'étude et des concepts existants, des formes différentes d'ouvrages ont été envisagées. À partir de la note de calcul développée selon certains éléments, les choix de conception les moins réalisables sont écartés. Ainsi, la note de calcul a été mise à jour avec de nouveaux éléments dans le concept. De plus, la disponibilité des données a orienté certains choix de modélisation et parfois le choix d'une solution technique physique par rapport à une autre.

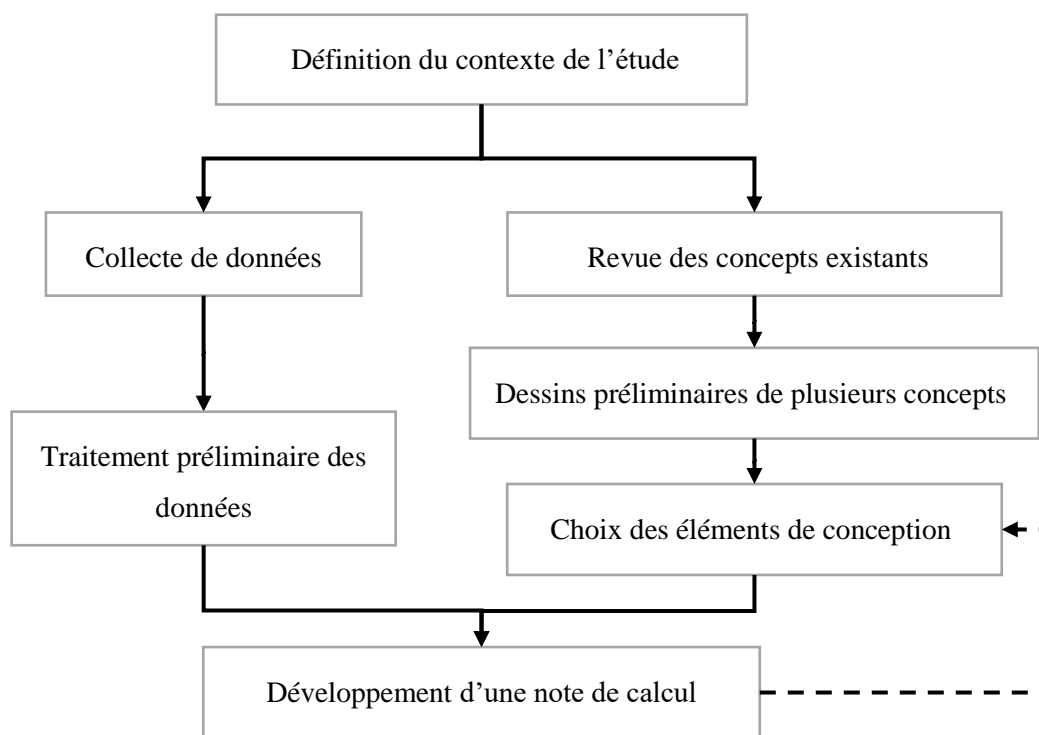


Figure 2.1 : Schéma méthodologique de la conception de la solution proposée

La collecte de données s'est effectuée en sollicitant des municipalités du Québec et en puisant dans la littérature scientifique. L'association avec une municipalité a permis de raffiner le contexte de l'étude. Les provenances des données en fonction de leur usage sont résumées à l'Annexe B (Tableau B.1).

## **2.2 Étude de cas**

Dans un deuxième temps, la note de calcul électronique a été testée avec un échantillon de rues réelles. Ainsi, il a été possible de vérifier si les dimensions du concept étaient compatibles avec les dimensions d'une rue existante tout en respectant des critères de conception. En plus des cas réels de rues, des cas fictifs ont été générés pour effectuer une analyse de sensibilité sur l'écart causé par une approche simplifiée de calcul. Dans la modélisation du remplissage et de la vidange du réservoir de rétention des eaux de pluie, cet écart correspond à la comparaison de la solution donnée par des équations analytiques approximatives et par une solution numérique. Enfin, les scénarios de rue ont permis une analyse de quelques indicateurs de performance de l'ouvrage proposé.

## CHAPITRE 3 OUTIL DE DIMENSIONNEMENT

Ce chapitre propose la démarche de dimensionnement simplifiée à suivre pour vérifier la faisabilité technique de la conversion d'une rue résidentielle locale. Cette conversion signifie essentiellement le remplacement de la portion de chaussée formant le stationnement sur rue par un revêtement perméable et la création d'un réservoir en pierre nette sous ce revêtement et sous le trottoir adjacent.

La démarche est présentée sous forme d'une note de calcul en quatre étapes. Premièrement, le dimensionnement de la structure de chaussée détermine l'épaisseur du revêtement, l'épaisseur de sa fondation ainsi que l'épaisseur de la sous-fondation, laquelle joue le rôle de réservoir. Deuxièmement, la capacité d'infiltration requise du revêtement perméable est évaluée et comparée à des valeurs de la littérature pour plusieurs matériaux disponibles sur le marché. Troisièmement, la géométrie minimale du réservoir est calculée pour une pluie de conception définie par un volume de pluie tombée. Cette étape permet aussi de déterminer les caractéristiques du drain au fond du réservoir qui contrôle la durée de vidange après un événement de pluie. Quatrièmement, pour des pluies plus rares et intenses que celles utilisées pour le dimensionnement du réservoir, l'efficacité de l'espace de trop-plein est estimée selon un critère de débordement.

### 3.1 Outils technologiques utilisés

Comme la conception doit mener à une note de calcul structurée et facile à adapter, le choix de l'outil de calcul s'est alors porté sur le logiciel Microsoft<sup>MD</sup> Excel<sup>MD</sup>. Plus précisément, le logiciel permet de montrer à l'utilisateur, la séquence de calculs, les hypothèses et les schémas pertinents à chaque étape de dimensionnement. De plus, le format de la note de calcul électronique est indiqué pour obtenir une bonne flexibilité durant son développement et son utilisation. Aussi, pour voir dans les formules de cellules des références explicites aux noms de constantes et de variables, le gestionnaire de nom a été utilisé. Pour afficher rapidement plusieurs scénarios selon des paramètres d'entrées différents et pour faciliter la synthèse des résultats voulus sous forme d'un tableau, le gestionnaire de scénarios a été utilisé. Le logiciel Excel<sup>MD</sup> permet également de traiter les tableaux de données brutes provenant de sources diverses. Par ailleurs, les opérations algébriques intermédiaires visant à déterminer les formules de la note de calcul et à créer les équations de ce mémoire ont été effectuées avec le logiciel libre Maxima. Celui-ci permet, entre



autres, de résoudre analytiquement certaines équations différentielles et de simplifier algébriquement différents types d'équations.

### 3.2 Description générale du concept

Les étapes de conception détaillées dans ce chapitre permettent de quantifier plusieurs éléments d'un ensemble qui se veut cohérent pour améliorer la conception des rues résidentielles locales existantes. Avant de décortiquer chacun de ces éléments, il faut s'attarder au principe général. L'eau de pluie ruisselle sur la voie de circulation de la rue qui est revêtue d'un enrobé bitumineux ordinaire. Ce ruissellement et celui provenant des terrains adjacents et du trottoir sont captés par un revêtement poreux formant les voies de stationnement. Sous ce revêtement poreux, les matériaux permettent à la fois un bon support structural et une capacité de stockage suffisante. Finalement, ce volume d'eau stocké dans la pierre nette doit être drainé pendant un temps limite variant de 24 à 72 heures.

Le parcours de l'eau commence par la précipitation. Dans ce cas-ci, l'eau, sous forme de pluie, tombe sur l'ensemble des surfaces d'un tronçon de rue. À l'extrême gauche de la figure 3.1, la pluie engendre un début de ruissellement sur les surfaces privées ou publiques en amont du trottoir. Celles-ci sont en bonne partie perméables. Plus à droite, en suivant les pentes générales, l'eau ruisselle sur le trottoir en béton qui est normalement conçu pour se drainer vers la chaussée. De l'autre côté, à partir du centre de la rue représenté sur la figure 3.1, une même pluie génère un plus grand ruissellement.

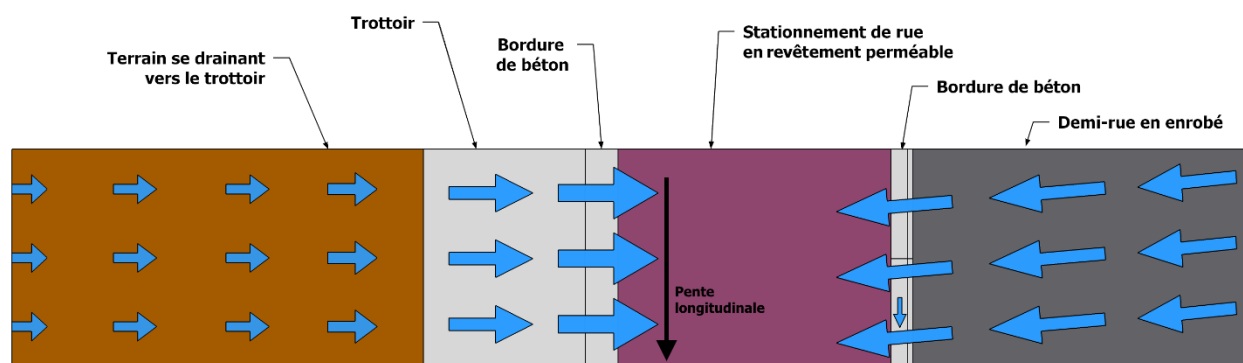


Figure 3.1 : Vue en plan d'une demi-rue avec stationnement perméable et trottoir monolithique

La percolation au travers du revêtement perméable et des couches le supportant est représentée par des petites flèches bleues sur la figure 3.2. La conception des couches implique une gradation des granulats : des plus fins au-dessus aux plus grossiers vers le fond. Ainsi, la plus grande partie des particules en suspension colmateront le système au niveau de la couche de surface. A contrario, l'utilisation d'un puisard transférant l'eau vers le réservoir par des conduites d'exfiltration peut mener à un colmatage plus difficile à remédier. Dans ce deuxième cas, sera colmaté plus rapidement, soit le filtre de la conduite d'exfiltration, soit le fond du réservoir. L'avantage de cette distinction est la possibilité de décolmater le système en intervenant seulement près de la surface.

La figure 3.2 montre d'une part l'accumulation de l'eau dans le réservoir et d'autre part une vue agrandie du drain longitudinal placé dans une tranchée étroite au fond du réservoir. Le concept proposé se distingue en contrôlant le débit de sortie avec les perforations du drain longitudinal. Avec l'accumulation de l'eau sous une partie de la chaussée et sous le trottoir, plusieurs précautions ont été prises pour assurer un bon drainage de la fondation de la chaussée traditionnelle (voir le tableau 3.1).

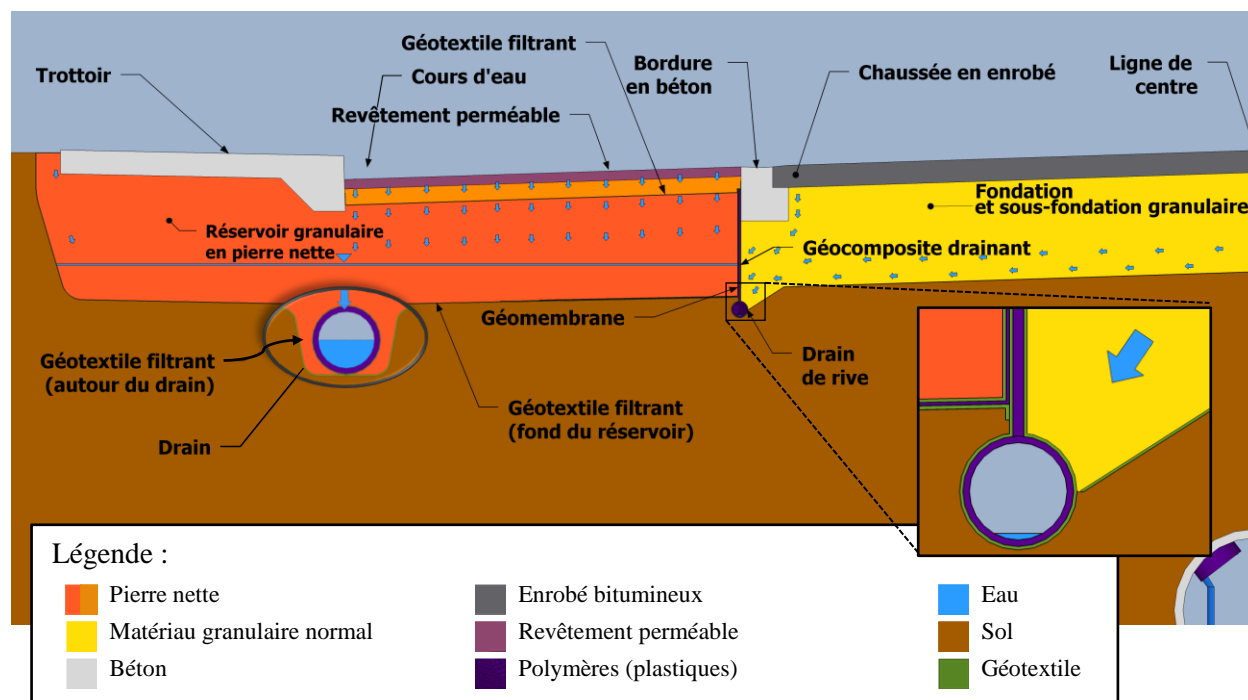


Figure 3.2 : Profil transversal d'une demi-rue incluant le concept de rétention sous le trottoir et le revêtement perméable

Tableau 3.1 : Composantes visibles dans l'encadré à droite de la figure 3.2

Élément	Description et fonction
Réservoir granulaire (RG)	Couche de pierre nette servant de réservoir de rétention de l'eau de pluie
Géotextile de protection	Séparation de la pierre nette de la géomembrane pour empêcher sa perforation par poinçonnement
Géomembrane (voir figure 3.4)	Feuille mince de polymère sur toute la hauteur du réservoir et au fond sur une longueur minimale pour empêcher l'écoulement vers le drain de rive
Géodrain (drain de rive)	Structure alvéolaire verticale en plastique prise en sandwich par des géotextiles filtrants drainant l'eau provenant de l'infiltration fugitive en surface de la voie de circulation et des éventuelles fuites du fond du réservoir
Sous-fondation (jaune)	Matériau granulaire étalé au standard du MTQ
Géotextile filtrant sur le sol	Géotextile non tissé empêchant les particules fines de contaminer les couches posées au-dessus

Les éléments du tableau 3.1 sont présentés de gauche à droite, puis de haut en bas par rapport à la figure 3.2. La fondation et la sous-fondation des voies de circulation peuvent être d'un autre type.

Dès l'apparition des premiers volumes d'eau dans le réservoir granulaire, une partie de l'eau sort de celui-ci par le drain de fond. Sur la figure 3.3, la fin du parcours de cette conduite est dessinée en compagnie d'un puisard de rue normalisé modifié pour accueillir plusieurs conduites d'entrées. Pour chacune de ces conduites, un clapet antiretour doit être installé. Il empêche tout éventuel refoulement d'égout qui contaminerait l'ouvrage (Charron, 2017). En effet, la figure donne une représentation approximative de l'interconnexion entre le puisard et les conduites du drain de rive, du drain de fond et du drain captant l'eau du trop-plein. En outre, l'élévation de l'eau du réservoir, pendant les pluies les plus fréquentes, est inférieure au niveau du dernier seuil avant le puisard qui est constitué d'un mur de béton dans l'exemple de la figure 3.3. Ce seuil joue le rôle de trop-plein lors des événements de pluie plus rares et intenses. En fin de course, l'eau n'a pas d'autre choix que de gagner l'égout unitaire ou pluvial par la conduite de branchement du puisard.

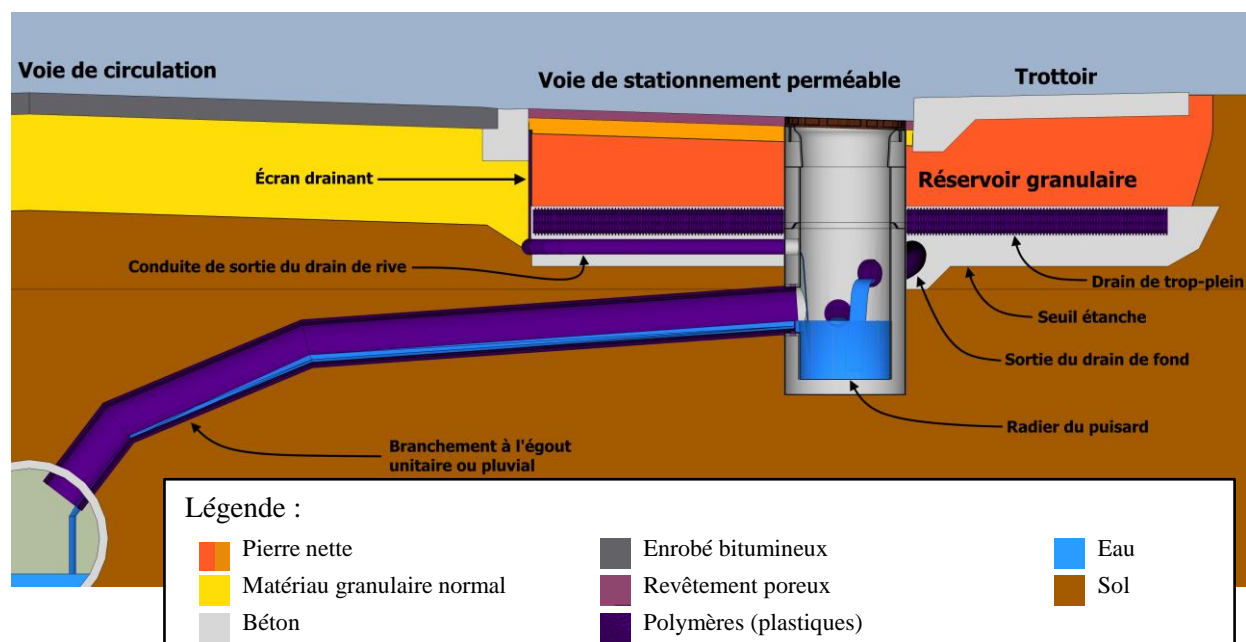


Figure 3.3 : Coupe transversale à l'emplacement du puisard relié à l'égout unitaire

En somme, cette infrastructure innovante peut retenir temporairement une grande quantité d'eau. Ainsi, la contribution des surfaces de la rue aux débits de pointe entrant dans le système d'égout existant est fortement diminuée. Tous ces éléments du concept sont visibles dans une vue isométrique à la figure 3.4 qui donne une meilleure appréciation de l'agencement proposé.

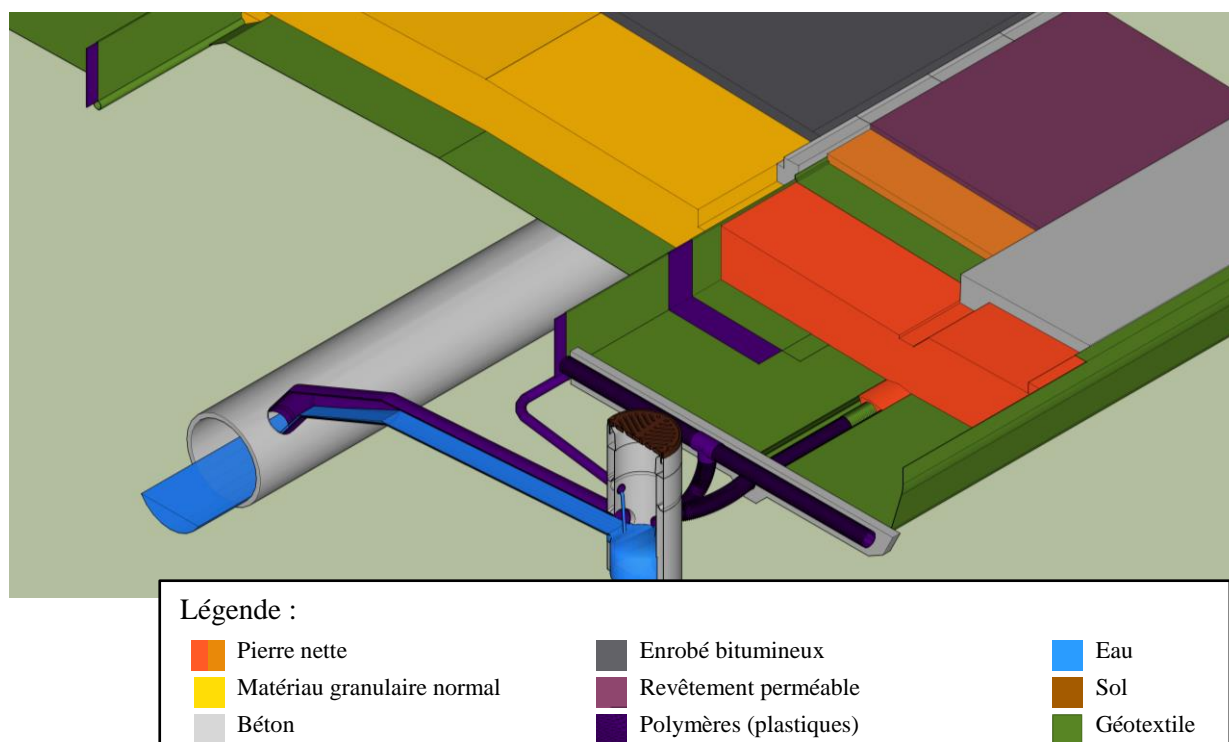


Figure 3.4 : Vue isométrique de la chaussée près d'un puisard et seuil du réservoir

### 3.3 Hypothèses générales

Avant d'entrer dans la démarche précise de chaque étape de dimensionnement, plusieurs hypothèses ont été formulées dans le but de simplifier les calculs. Comme le niveau d'exactitude de cette note de calcul vise l'étude de faisabilité, plusieurs méthodes de calculs simplifiées ont été utilisées, en s'assurant toutefois que les valeurs demeurent du côté conservateur pour le concepteur. Par la suite, lors d'une étude plus poussée, des données plus précises pourront être couplées à un modèle numérique comme SWMM, pour raffiner les dimensions trouvées.

Tableau 3.2 : Hypothèses générales de modélisation

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification
1	Le ruissellement dans le cours d'eau le long du trottoir est négligeable.	Pour de faibles pentes longitudinales, la déviation de l'écoulement en nappe n'affecte pas le volume entrant par le revêtement perméable.
2	Le calcul du volume du réservoir granulaire (RG) suppose des parois latérales verticales.	La pente latérale de l'excavation est difficile à évaluer et l'hypothèse sous-estime le volume de stockage disponible.
3	Le calcul du volume du RG néglige le volume des conduites de drainage	La fonction de contrôle du débit du drain l'empêche d'être complètement plein et le réservoir est beaucoup plus large que la tranchée de la conduite.
4	Le fond de la section transversale du RG est supposé plat pour la tranchée du drain	Comme pour l'hypothèse précédente, le volume de stockage est sous-estimé. La contribution de la tranchée du drain est imprécise et petite.
6	La méthode rationnelle est choisie pour l'estimation des débits ruisselés.	L'erreur commise par la méthode rationnelle est minimisée par la taille très restreinte des bassins versants et cette erreur est du côté conservateur.
7	L'effet des arbres et des plantes sur le volume de sortie du RG est négligé.	Cet effet est extrêmement variable et peut être très faible dans certaines conditions. Ainsi il est plus conservateur de le négliger.
8	Sauf exception, les perméabilités sont supposées être en condition saturée.	En général, les perméabilités non saturées sont inférieures, mais elles changent peu avec des matériaux aussi grossiers que la pierre nette.
9	Avec un sol composé d'argile, de moraines ou de roc peu fracturé, les échanges d'eau avec le réservoir sont négligeables.	Hypothèse valide pour des perméabilités du sol inférieur à $10^{-5}$ cm/s (0.4 mm/h) (Chai, Kayhanian, Givens, Harvey, & Jones, 2012; Jones, D., Li, & Harvey, 2013)

### 3.4 Structure de la chaussée perméable

Le dimensionnement à proprement parlé débute dans cette section. Contrairement, à la plupart des démarches proposées dans des contrées où le climat est plus clément, la méthode du présent travail ne vise pas à optimiser simultanément le dimensionnement selon des critères hydrauliques et structuraux. En effet, les épaisseurs structurales sont choisies au début du processus et elles restent inchangées pour les étapes subséquentes. Comme les régions du Québec subissent un climat nordique, cela implique une grande profondeur de gel. Ainsi, pour une route ou une rue à très faible trafic, l'épaisseur totale de la structure de chaussée sera déterminée par la protection contre les effets du gel.

#### 3.4.1 Hypothèses de conception

Les hypothèses émises ci-dessous sont posées pour le cadre limité déjà exposé.

Tableau 3.3 : Hypothèses spécifiques au dimensionnement structural des chaussées souples

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification
1	À défaut de données, le débit de véhicule et le taux de véhicules lourds sont choisis pour correspondre à un véhicule lourd par jour.	Approche conservatrice pour un stationnement sur rue malgré la présence de véhicules d'entretien et de déneigement.
2	Le taux d'accroissement des véhicules lourds est supposé égal à celui de tous les véhicules.	Comme le quartier est déjà développé, seul un changement important de zonage implique une variation dans la proportion de véhicules lourds.
3	L'épaisseur totale de la structure de chaussée est supposée égale à l'épaisseur de protection partielle contre le gel.	L'utilisation de la surface en stationnement occasionne une faible sollicitation par rapport au soulèvement potentiel dû au gel.
4	Le module résilient du sol d'infrastructure est établi en supposant le pire sol possible.	Dans le cas de Montréal, le choix le plus conservateur correspond à une argile ML ou une argile ML-CL.
5	Les couches granulaires ne contiennent pas de produits stabilisants comme du bitume.	Cette supposition est sécuritaire, car cette technique augmente le module de ces couches. Cependant, leur perméabilité peut diminuer.

Il faut rappeler que la méthode s'adresse particulièrement au Québec ou à d'autres régions qui ont un climat hivernal au moins aussi rigoureux que celui de la région de Montréal. La plupart de ces hypothèses doivent être affinées lors d'un projet spécifique pour lequel le concepteur possède des données provenant du terrain.

### 3.4.2 Protection partielle contre le gel

Comme l'épaisseur totale de la structure de la chaussée perméable dépend de l'hypothèse 3 dans le tableau ci-dessus, alors le dimensionnement commence par la détermination de l'épaisseur minimale requise pour une protection partielle au gel. Pour le niveau de détail requis dans cette étude, le critère de gel de 1994 du Ministère des Transports du Québec a été utilisé. Celui-ci implique la détermination de l'épaisseur totale de la structure de la chaussée à l'aide de l'abaque présenté à la figure 3.5 et des facteurs de correction FS et FR inscrits à la même figure. Pour automatiser la démarche, une régression logarithmique a été appliquée sur la courbe originale.

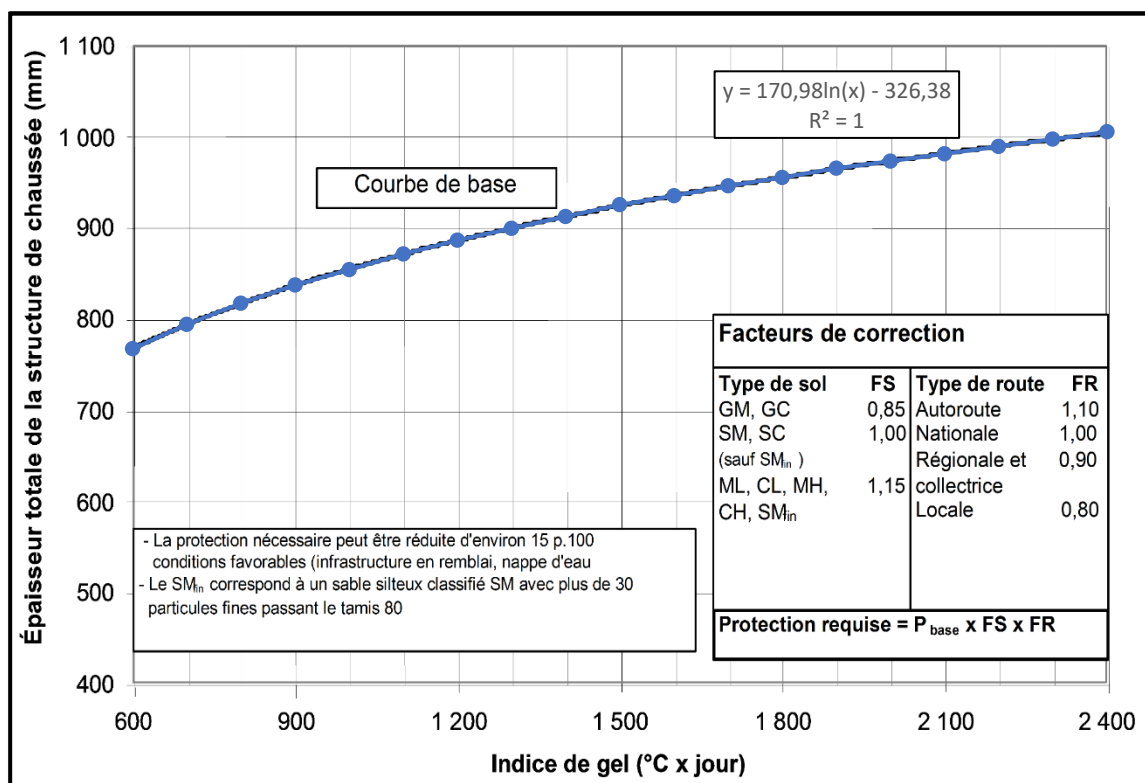


Figure 3.5 : Abaque du MTQ pour l'épaisseur de protection partielle contre le gel. Adaptée de St-Laurent (2006)

La démarche consiste à trouver l'indice de gel normal ( $I_{g,n}$ ) en °C jrs associé à une station météorologique du Québec dans le logiciel CHAUSSÉE2 pour calculer la protection de base en millimètres ( $P_{base}$ ) avec :

$$P_{base} = 170,98 \cdot \ln(I_{g,n}) - 326,38 \quad (3-1)$$

Ensuite, la protection requise ( $P_{\text{gel.req}}$ ) est calculée en multipliant la protection de base par la correction pour le type de sol (FS) et par la correction pour le type de route (FR).

Pour cette étude, les valeurs du tableau 3.4 ont été prises comme hypothèses à défaut de données plus spécifiques à un site.

Tableau 3.4 : Valeurs par défaut pour le critère de protection contre le gel

Symbole	Valeur	Source	Justification
$I_{g.n}$	972 °C jrs	(St-Laurent & Dubé, 2006)	Station météorologique de l'aéroport Montréal Trudeau
FS	1,15	Voir tableau dans la figure 3.5	Pire type de sol rencontré à Montréal
FR	0,8	Voir tableau dans la figure 3.5	Rue locale

Dans le cas spécifique d'une rue résidentielle locale à Montréal sur un sol gélif, l'épaisseur de protection requise est de **782** millimètres.

### 3.4.3 Couches générales et méthode AASHTO

Une fois la profondeur de l'excavation déterminée, il faut préciser l'épaisseur de chaque couche formant la structure de chaussée. Les méthodes de dimensionnement choisies pour les chaussées souples et rigides sont purement empiriques, car elles sont les seules à être suffisamment documentées pour la conception de revêtements perméables. Dans le cas d'une chaussée souple (ex. enrobé bitumineux et pavés autobloquants), la méthode AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) a été choisie. Celle-ci a été développée à partir d'un essai grandeur réelle mené aux États-Unis d'Amérique (St-Laurent, 2006) et décrite en détail dans le *Guide for Design of Pavements Structures* (AASHTO, 1993). En revanche, plusieurs paramètres doivent être adaptés pour tenir compte des revêtements perméables (Hein, D. K., Strecker, Poresky, Roseen, & Venner, 2013). Pour les chaussées rigides comme le béton poreux, une méthode, employée en Amérique du Nord, a été développée par l'American Concrete Pavement Association. Dans ce présent travail de recherche, des hypothèses supplémentaires, montrées au tableau 3.5, ont été émises pour l'utilisation du logiciel PerviousPave.



Tableau 3.5 : Valeurs supplémentaires de conception pour une chaussée rigide

Nom du paramètre	Symbole	Valeur	Source/justification
Épaisseur de la couche réservoir (fondation + sous-fondation)	$D_2 + D_3$	600 mm	Estimation initiale
Module de la pierre nette (réservoir)		103,4 MPa	(American Concrete Pavement Association, 2011) Plus basse valeur
Résistance à la flexion du béton à 28 jours	$f'_c$	2 MPa	(American Concrete Pavement Association, 2011)
Module d'élasticité du béton	E	13,5 GPa	(American Concrete Pavement Association, 2011)

Pour des conditions de circulation équivalentes à celles du tableau 3.6, l'épaisseur requise selon cette méthode est d'environ **180** mm (7 po).

Du côté de la méthode AASHTO, le principe général consiste à trouver le nombre maximal de passages d'essieux standardisés que la chaussée peut supporter avant d'atteindre un état de détérioration ciblé. Pour une période de conception choisie, les conditions de circulation future ont été évaluées d'abord avec l'équation ( 3-2 ), puis  $W_{18,trafic}$  a été estimé par l'équation ( 3-3 ) en nombre d'ÉCAS (équivalent de charge axiale simple de 8160 kg).

$$fa = \frac{(1 + g_a)^{nd} - 1}{g_a} \quad (3-2)$$

Où :  $g_a$  est le taux d'accroissement de tous les véhicules et nd est la période de design.

$$W_{18,trafic} = DJMA \cdot \%D \cdot \%voies \cdot \%VL \cdot CAM \cdot N_{jrs} \cdot fa \quad (3-3)$$

Où : DJMA est le débit journalier moyen annuel, %D est la proportion de trafic par direction, %voies est la proportion de trafic par voie, %VL est la proportion de véhicules lourds, CAM est le coefficient d'agressivité moyen et  $N_{jrs}$  est le nombre de jours dans l'année.

Les valeurs choisies pour résoudre les équations ( 3-2 ) et ( 3-3 ) sont présentées au tableau 3.6.

Tableau 3.6 : Valeurs d'entrée du calcul du nombre d'ÉCAS dû au trafic

Paramètre	Valeur	Source/justification
%D	100%	Rue à sens unique
% voies	100%	La voie de stationnement seulement
C.A.M.	0.8	Logiciel CHAUSSEÉ2 -> route locale (St-Laurent & Dubé, 2006)
N <sub>jrs</sub>	300 jrs	Logiciel CHAUSSEÉ2 -> route locale (St-Laurent & Dubé, 2006)
nd	25 ans	Selon les normes de la municipalité et du cycle de vie économique
DJMA	50 Véh/j	Estimation sommaire -> 1 camion par jours
g <sub>a</sub>	0.5%	Zone déjà développée avec peu de trafic de transit.
% V.L.	2.0%	Maximum pour rue local (Messaoudi Yahmi, 2011)

Un paramètre très important pour la modélisation de la circulation automobile correspond à la période de conception (nd). Selon les différents territoires ayant adopté des revêtements perméables, le coût relié aux différentes périodes du cycle de vie de la route varie. La durée de ce cycle dépend beaucoup d'aspects non techniques. De sorte qu'il devient difficile de se baser sur les périodes de conception des routes faites de matériaux conventionnels. Comme les coûts de construction d'un revêtement perméable sont plus grands que lors d'une approche traditionnelle (Hein, D. K. et al., 2013), il est envisageable d'opter pour une période de conception plus élevée afin de mieux amortir ce coût. Néanmoins, cet avantage disparaît complètement s'il est nécessaire d'intervenir pour la réparation d'infrastructures souterraines à plus courte échéance. Les différentes considérations pratiques seront explorées dans le chapitre 5.

L'étape suivante consiste à estimer la résistance du sol d'infrastructure (i.e. couche de sol en place supportant toutes les couches de la structure de chaussée). Dans ce cas, cette information provient de la base de données du logiciel CHAUSSEÉ2, en fonction de l'hypothèse 4 du tableau 3.3. Une fois tous les critères de conception et les données sur les matériaux granulaires déterminés, il faut supposer l'épaisseur de chaque couche structurale exposé à la figure 4.3 afin de calculer le nombre structural total (SN<sub>tot</sub>).

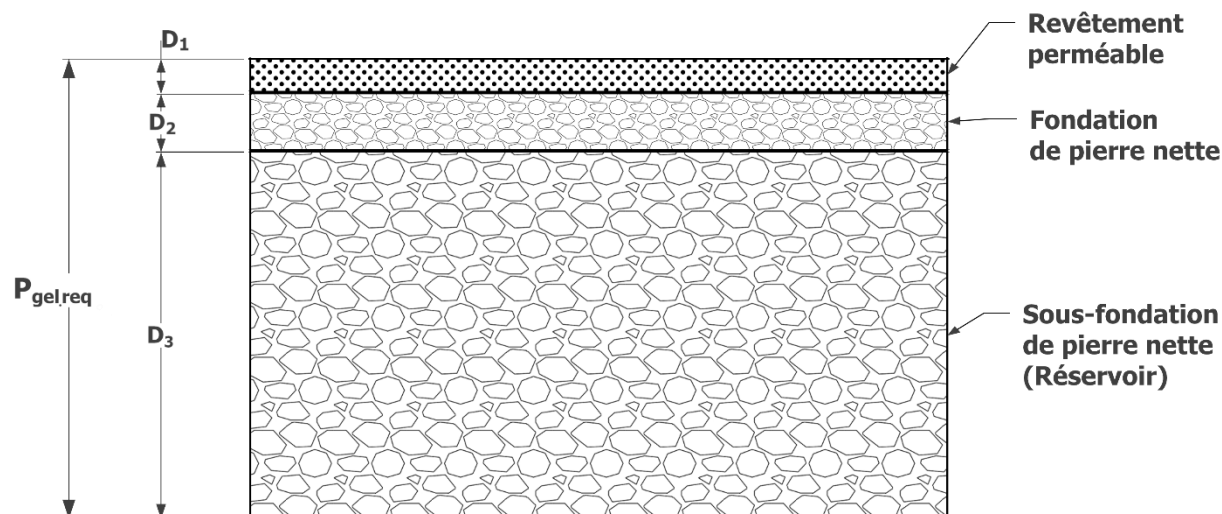


Figure 3.6 : Coupe de la structure de chaussée perméable

La résolution s'effectue dans la feuille Excel<sup>TM</sup> dans une disposition montrée au tableau 3.7.

Tableau 3.7 : Séquence de calcul pour trouver la combinaison de couches granulaires structurales

Revêtement	Fondation	Réservoir (sous-fondation)	Nombre structural total	Nombre d'ÉCAS prédit pour la chaussée	Ratio capacité/circulation
D <sub>1</sub> (mm)	D <sub>2</sub> (mm)	D <sub>3</sub> (mm)	SN <sub>tot</sub>	W <sub>18.struct</sub> (ÉCAS)	W <sub>18.struct</sub> / W <sub>18.trafic</sub>
		Équ. ( 3-4 )	Équ. ( 3-5 )	Équation ( 3-6 )	
...	...	...	...	...	...

En prenant 50 millimètres comme épaisseur minimale du revêtement (D<sub>1</sub>) et de la fondation (D<sub>2</sub>), les deux premières colonnes du tableau sont remplies avec toutes les combinaisons possibles d'épaisseur selon un incrément de 25 millimètres. Dans le contexte particulier de cette étude, les valeurs maximales de D<sub>1</sub> et D<sub>2</sub> ont été respectivement 150 et 175 mm. Seule exception à cette règle, l'épaisseur du revêtement (D<sub>1</sub>) a pris la valeur particulière de 130 millimètres pour les PPAB, car elle inclut des pavés de 80 mm (Hein, D. K. et al., 2013) posés sur un lit de criblure de pierre nette de 50 mm. Par conséquent, la valeur de D<sub>2</sub> devient nulle si les conditions de filtre sont respectées entre les deux couches restantes.

Pour chaque combinaison supposée précédemment, l'épaisseur de la sous-fondation ( $D_3$ ) formant le réservoir granulaire (RG) a été déduite, selon la protection contre le gel requise, avec l'équation suivante :

$$D_3 = (P_{gel.req} - D_1 - D_2) \text{ arrondi au } 10 \text{ mm supérieur} \quad (3-4)$$

La colonne suivante du tableau 3.7 et les paramètres du tableau 3.8 permettent de calculer la valeur du  $SN_{tot}$  avec l'équation (3-5) à la base de la méthode AASHTO.

$$SN_{tot} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (3-5)$$

Où :  $a_1$  est le coefficient structural du revêtement,  $a_2$  est le coefficient structural de la fondation,  $a_3$  est le coefficient structural de la sous-fondation,  $m_1$  est le coefficient de drainage la fondation et  $m_2$  est le coefficient de drainage de la sous-fondation.

Finalement, à partir du nombre structural, l'équation (3-6) donne le nombre d'ÉCAS prédit avant la détérioration excessive pour la période de conception (nd) en fonction des paramètres du tableau 3.9. Pour la dernière colonne du tableau 3.7, le ratio entre cette valeur et celle calculée à l'équation (3-3) a été évalué pour chaque ligne. Le choix des épaisseurs optimales s'est fait en prenant la première combinaison dont le ratio des  $W_{18}$  est supérieur ou égal à 1.

$$W_{18.struct} = 10^{Z_R \cdot S_0 + 9,36 \cdot \log_{10}(SN+1) - 0,20 + \frac{\log_{10}\left(\frac{p_i - p_t}{p_i - 1,5}\right)}{0,40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5,19}}} + 2,32 \cdot \log_{10}(M_R) - 8,07} \quad (3-6)$$

Où :  $Z_R$  est la variable centrée réduite pour la fiabilité R,  $S_0$  est l'écart-type sur la fiabilité, SN est le nombre structural des couches évaluées,  $p_i$  est le niveau de service initial du revêtement,  $p_t$  est le niveau de service final du revêtement et  $M_R$  est le module résilient du sol d'infrastructure.

Les valeurs choisies pour les paramètres des équations (3-5) et (3-6) sont présentées au tableau 3.8 et au tableau 3.9, respectivement. Lorsque possible, des normes et des données provenant du Québec ont été utilisées.

Tableau 3.8 : Valeurs d'entrée du calcul du nombre structural total<sup>5</sup>

Paramètres	Valeur	Source
a <sub>1</sub>	0,25	(Hein, D. K. et al., 2013), 0,3 si pavés de béton (Lichten & Schaus, 2017)
a <sub>2</sub>	0,08	(Hein, D. K. et al., 2013) sans stabilisant, ou 0,09 (Lichten & Schaus, 2017)
a <sub>3</sub>	0,06	(Hein, D. K. et al., 2013) sans stabilisant et (Lichten & Schaus, 2017)
m <sub>2</sub>	0,8	(Hein, D. K. et al., 2013; St-Laurent, 2006) et (AASHTO, 1993, p. II-25)
m <sub>3</sub>	0,6	Tableau 2.4 (AASHTO, 1993, p. II-25), drainage intentionnellement lent

Si, contrairement à l'hypothèse 6 du tableau 3.3, la couche de fondation est stabilisée, le coefficient a<sub>2</sub> sera plus grand et la compaction du matériau granulaire plus facile. Les stabilisants généralement utilisés sont le ciment et le bitume (Permeable Pavements Task Committee, 2015). De plus, dans le tableau 3.8, le coefficient a<sub>3</sub> de la couche réservoir est probablement sous-estimé, car l'auteur de la référence considère une pierre nette de 40 à 80 mm (Hein, D. K. et al., 2013) et que la pierre nette la plus disponible correspond à celle de 10 à 20 mm.

Tableau 3.9 : Valeurs d'entrée de l'équation de résistance AASHTO

Symbole	Valeur	Source
R	80%	Norme ASCE des revêtements perméables (Lichten & Schaus, 2017)
S <sub>0</sub>	0,45	Logiciel CHAUSSEÉ2, route locale (St-Laurent & Dubé, 2006)
p <sub>i</sub>	4,2	(Hein, D. et al., 2006; Hein, D. K. et al., 2013)
p <sub>t</sub>	2,5	(Hein, D. et al., 2006; Hein, D. K. et al., 2013)
M <sub>R</sub>	36 MPa	Logiciel CHAUSSEÉ2 pour sol ML, ML-CL (IL<0,9) (St-Laurent & Dubé, 2006)

En somme, les épaisseurs de chaque couche de la structure de chaussée perméable ont été estimées par la démarche présentée dans cette section. Parmi ces épaisseurs, celle de la couche réservoir est une information essentielle pour les sections 4.2.3 et 3.7.

---

<sup>5</sup> Les valeurs du tableau sont établies avec les moyennes des plages recommandées dans chacune des sources citées comme stipulé dans le guide de l'AASHTO (1993, p. I-7).

Pour les revêtements considérés souples, les détails de l'algorithme appliqué dans l'outil de calcul sont schématisés à la figure 3.7.

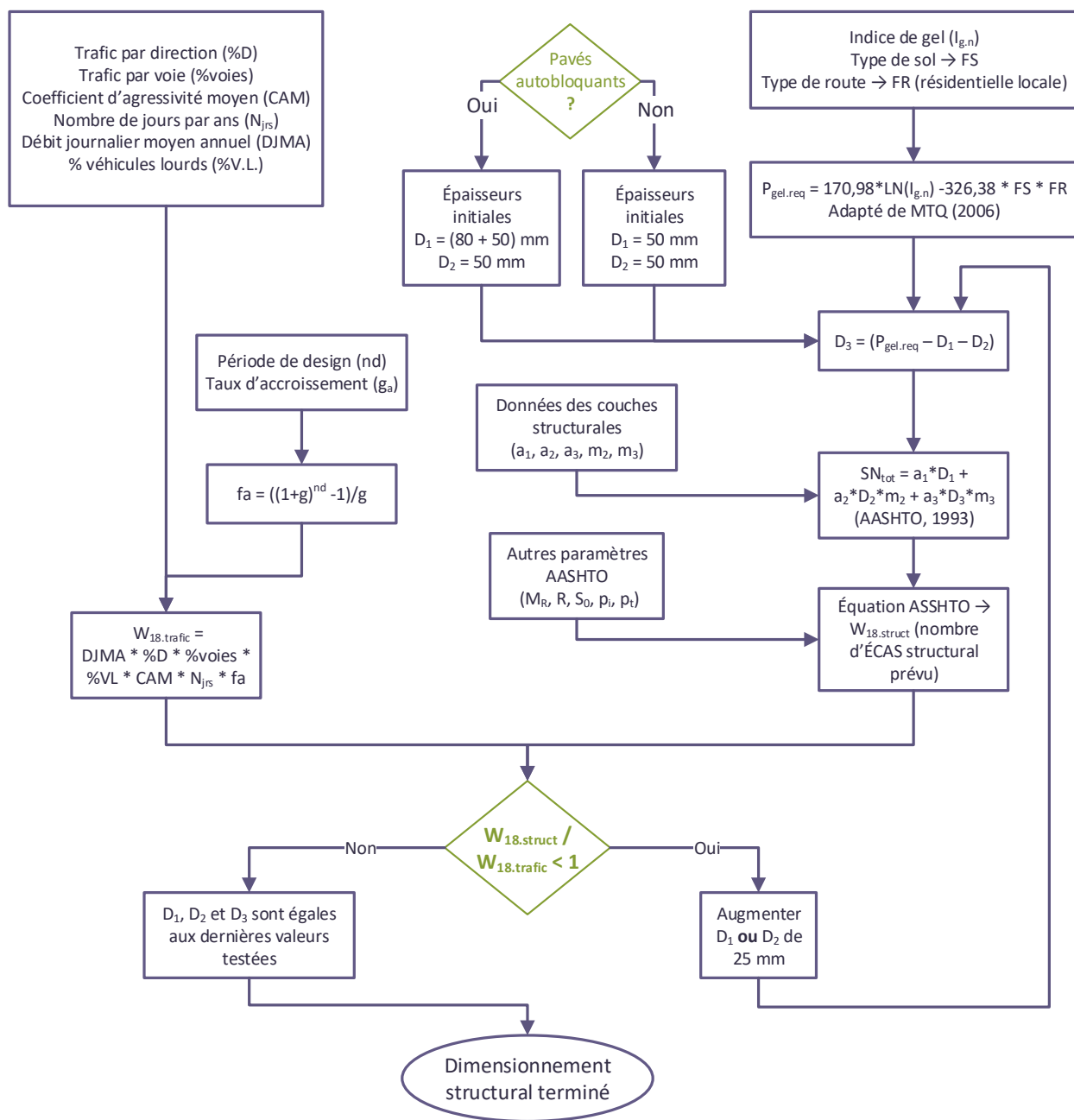


Figure 3.7 : Ordigramme de la méthode AASHTO pour un revêtement perméable

Pour compléter cette synthèse, il faut noter que l'algorithme structural décrit dans le manuel technique du logiciel PerviousPave (American Concrete Pavement Association & Rodden, 2010) est appliqué avec ce même logiciel pour déterminer l'épaisseur de béton poreux coulé sur la couche réservoir.

### 3.5 Hydrologie de surface

Cette section a pour but de déterminer si la chaussée perméable est en mesure d'infiltrer toute l'eau de pluie que l'on souhaite. Ainsi, la valeur de référence est le taux d'infiltration au travers du revêtement. Comme tous les revêtements perméables ont en commun d'avoir une capacité d'infiltration<sup>6</sup> très variable, la méthode hydrologique utilisée peut être choisie parmi les plus simples. En fait, une évaluation hydrologique aussi grossière que la méthode rationnelle est pertinente dans le contexte de cet outil dans la mesure où les hypothèses sont conservatrices. Ultimement, la démarche présentée dans cette section permet de comparer l'objectif minimal d'infiltration avec des distributions de la capacité mesurée des principaux matériaux de surface.

#### 3.5.1 Hypothèses de conception

En premier lieu, le choix de la méthode rationnelle implique de poser les hypothèses suivantes.

Tableau 3.10 : Hypothèses pour l'application de la méthode rationnelle

#	Énoncé de l'hypothèse	Source / justification
1	L'intensité de la pluie est constante durant tout l'événement de pluie.	(Brière, 2012) Le lien entre la récurrence du débit de pointe et celle de la pluie est assez bon.
2	L'intensité de la pluie est uniforme sur le bassin versant.	(Brière, 2012) À l'échelle d'un petit tronçon de rue, cette uniformité est très probable.
3	La pluie tombe sur tout le bassin pendant toute la durée de la pluie.	(Brière, 2012) Les arbres au-dessus des surfaces se drainant vers la rue vont normalement capter une partie de l'eau au début, mais cet effet est négligé.
4	Le coefficient de ruissellement (Cr) ne varie pas durant la pluie.	(Brière, 2012) Les petites surfaces impliquant un faible temps de parcours, les événements de pluies sont assez courts pour l'utilisation d'un Cr constant.
5	Les Cr utilisés supposent un sol non gelé durant la pluie.	Les conditions hivernales exigent d'autres modèles; l'objectif principal concerne surtout les pluies d'été et d'automne.
6	- La forme du bassin versant est rectangulaire $\rightarrow A_i/A_t \approx t_i/t_t$ <sup>7</sup>	(Brière, 2012) Cette hypothèse est vraie si les pentes sont constantes et orientées perpendiculairement à la rue.

<sup>6</sup> Pour le revêtement perméable, les termes infiltration et perméabilité sont utilisés indifféremment dans le texte de cette section (voir hypothèse 2 du tableau 3.12).

<sup>7</sup> Où :  $A_i$  = aire contributrice à l'instant  $i$ ,  $A_t$  = aire totale,  $t_i$  = temps à l'instant  $i$  et  $t_t$  = temps de concentration.

Ces hypothèses montrent à quel point l'utilisation de cette méthode simplifie la réalité. L'argument principal, favorisant le choix de la méthode rationnelle, repose sur la très petite échelle spatiale pour laquelle le débit a été estimé. En effet, la plupart des hypothèses incluses dans le tableau 3.10 se vérifient d'autant mieux si la taille de la zone, pour laquelle un débit est cherché, est petite.

En ce qui concerne la quantification de certains paramètres de l'équation ( 3-11 ) pour calculer le débit de pointes, d'autres hypothèses jugées essentielles apparaissent dans le tableau 3.11.

Tableau 3.11 : Hypothèses pour estimer des paramètres de conception hydrologiques

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	Le temps d'entrée (temps de concentration du sous-bassin se drainant vers le cours d'eau de la rue) peut être estimé à 5 minutes.	Les données IDF disponibles et les règles de conception pour des zones résidentielles denses impliquent l'utilisation de cette valeur. (ASCE et WPCF, 1969)
2	La pluie devant être complètement infiltrée correspond à la courbe IDF ( $0,65 * i_{2\text{ans}}$ ). Où $i_{2\text{ans}}$ = intensité de pluie pour une récurrence de 2 ans.	Pluie de conception pour le contrôle qualitatif du <i>Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales</i> (MDDELCC, 2017)
3	La longueur de terrain se drainant vers le trottoir est calculée avec la moyenne des distances entre chaque bâtiment et le trottoir.	En général, comme les bâtiments sont bien alignés et que les distances entre les puits sont beaucoup plus grandes que celles entre le trottoir et les bâtiments, le sous-bassin versant génère un ruissellement proche d'un rectangle (Figure 3.9).
4	La portion de terre entre le trottoir (type boulevard) et la bordure de rue se comporte comme un toit vert intensif.	Comme le réservoir se prolonge sous cette portion de terre, le drainage y est aussi rapide que pour un toit vert dont l'épaisseur du substrat est équivalente.

Finalement, le tableau 3.12 (page suivante) fait la liste des hypothèses simplificatrices liées à l'infiltration par le revêtement. Elles justifient l'utilisation des équations montrées dans la section subséquente.



Tableau 3.12 : Hypothèses simplificatrices du modèle hydrologique

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	Le géotextile filtrant et les couches sous le revêtement ont une perméabilité fortement supérieure à celle du revêtement perméable.	En choisissant un géotextile pour maximiser la perméabilité, celle-ci peut être de l'ordre de $10^4$ mm/h (Texel Geosynthetics, 2016). Conservateur, car dépasse d'un ordre de grandeur le min. requis.
2	Dans l'application de l'équation de Darcy, le taux d'infiltration minimale par le revêtement perméable requis est calculé comme étant la perméabilité à saturation des couches de revêtement et de fondation.	Cela revient à négliger le remplissage initial des vides de ces deux couches pour le calcul d'infiltration. Cependant, le calcul du débit d'entrée en tient compte grâce au coefficient de ruissellement pour le revêtement perméable.
3	Dans l'équation de Darcy pour le revêtement perméable, le gradient hydraulique ( $i_{pp}$ ) est de 1 m/m.	La profondeur d'eau sur le revêtement est négligeable. (Lee et al., 2015)
4	L'eau qui percole au travers du gazon entre le trottoir et la bordure de rue est incluse dans le calcul du débit ruisselé.	Le débit passant par le revêtement perméable est un peu surestimé dans le modèle, mais le volume de pluie entrant dans le réservoir n'est pas affecté par cette simplification.

### 3.5.2 Débit maximal par la méthode rationnelle

La clé de cette étape de conception est d'estimer réalistement et simplement le débit maximal d'eau de pluie qui doit entrer par le revêtement perméable. Comme expliqué dans la section des hypothèses, la méthode rationnelle a été employée. Ses fondements théoriques ainsi qu'une explication de principe se trouvent dans le manuel «Distribution et collecte des eaux» (Brière, 2012). Les grandes étapes de calcul sont : les aires de chaque type de surface ainsi que l'aire totale; le coefficient de ruissellement pondéré; l'intensité de la pluie de conception selon la période de récurrence; et enfin le débit de pointe généré par le sous-bassin versant.

Comme l'outil de calcul est principalement conçu pour des rues existantes, la variable mesurée pour la chaussée a été distance totale entre la ligne de centre et la bordure de trottoir ( $l_{rue}$ ).

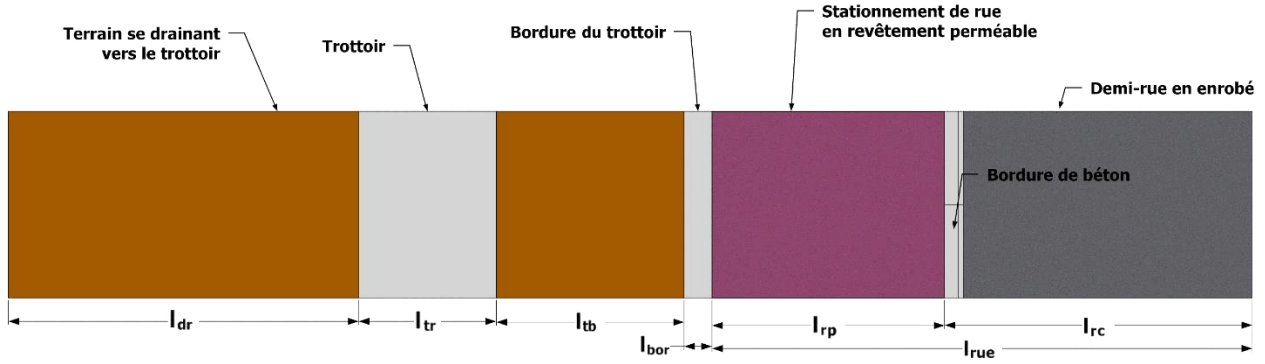


Figure 3.8 : Définition des largeurs pour une demi-rue

La figure 3.8 montre toutes les largeurs pertinentes aux calculs géométriques qui suivent. Ensuite, le concepteur suppose une largeur initiale de revêtement perméable pour une voie de stationnement avec ou sans bande cyclable. Avec ce paramètre la variable  $l_{rc}$  est définie par :

$$l_{rc} = l_{rue} - l_{rp} \quad (3-7)$$



Figure 3.9 : Délimitation d'un sous-bassin versant pour un tronçon de demi-rue (en [bleu](#))

Dans le cadre de l'outil proposé, l'aire de drainage est définie par :

$$A_{tot} = L_p \cdot (l_{dr} + l_{tr} + l_{bor} + l_{rp} + l_{rc}) \quad (3-8)$$

Le tableau 3.13 donne les plages de valeurs les plus communes pour un secteur urbain densément construit. Il faut noter que si une de ces largeurs varie le long d'un tronçon entre 2 puisards, une largeur moyenne est préalablement calculée. En effet, le bassin versant est vu comme une bande rectangulaire de largeurs constantes sur toute la longueur  $L_p$  comme montré à la figure 3.9.

Tableau 3.13 : Dimensions longitudinales et transversales par rapport à la rue

Nom du paramètre	Symbole	Plage de valeurs	Justification /source
Distance entre les puisards	$L_p$	40 à 150 mètres	Observation selon la rue existante correspondante à la portion de rue drainée par le puisard aval.
Long. drainage vers trottoir	$l_{dr}$	3 à 10 mètres	Min. de 3 m pour protéger les bâtiments (City of Los Angeles, 2016; MDDELCC, 2017) (voir l'hypothèse 3 du tableau 3.11 pour l'estimation du paramètre)
Largeur du trottoir	$l_{tr}$	1,5 à 4 mètres	Selon la configuration de la rue
Largeur entre trottoir - bordure	$l_{tb}$	0 à 4 mètres	Selon la configuration de la rue (0 si trottoir monolithe)
Largeur de bordure en béton	$l_{bor}$	0,1 à 0,3 mètre	Selon la conception de la bordure
Largeur de revêtement perméable	$l_{rp}$	2,25 à 3,5 mètres	Paramètre de conception correspondant à une voie de stationnement et optionnellement une bande cyclable
Demi-largeur de rue	$l_{rue}$	4 à 6 mètres	Selon le type de rue

Par la suite, le coefficient de ruissellement ( $Cr$ ) équivalent du bassin versant a été calculé par une moyenne pondérée sur les aires (équation ( 3-9 )).

$$Cr_{équ} = \frac{\sum(Cr_i \cdot A_i)}{A_{tot}} \quad (3-9)$$

Où :  $Cr_i$  est le coefficient de ruissellement de surface  $i$ ,  $A_i$  est l'aire de la surface  $i$  et  $A_{tot}$  est l'aire totale du sous-bassin versant.

Les coefficients de ruissellement choisis pour chaque type de surface ont été retranscrits avec leurs sources respectives dans le tableau 3.14.

Tableau 3.14 : Coefficients de ruissellement

Nom de la surface	Symbole	Valeur	Plage de valeur	Justification /source
Terrain drainant vers trottoir,	$Cr_{dr}$	0,2	0,13 à 0,17	(ASCE et WPCF, 1969, p. 51) pour Terrain gazonné plat à sol dense
Trottoir de béton,	$Cr_{tr}$	0,95	0,70 à 0,95	(ASCE et WPCF, 1969, p. 51)
Terrain entre trottoir - bordure,	$Cr_{tb}$	0,5	0,3 à 0,55	Toit vert de 100 mm (Carpenter & Kaluvakolanu, 2009) et (MDDELCC, 2017)
Revêtement perméable,	$Cr_{rp}$	0,9		Pour toutes les pertes sauf l'infiltration directe sous le revêtement
Chaussée de demi-rue,	$Cr_{rue}$	0,95	0,70 à 0,95	(ASCE et WPCF, 1969, p. 51) chaussée en béton bitumineux

Dans le cas de la surface en revêtement perméable, le  $Cr$  est difficile à évaluer à partir de la littérature. En effet, cette donnée est souvent disponible dans le cas où l'on veut connaître la proportion de pluie ruisselée vers un système de drainage conventionnel après l'infiltration dans le revêtement perméable (Fassman & Blackbourn, 2010; Hou, Feng, Ding, Zhang, & Huo, 2008). Cependant, elle l'est rarement pour déterminer quelle proportion de l'eau tombée directement sur le revêtement va effectivement percoler jusqu'à la couche inférieure. La valeur proposée au tableau 3.14 est conservatrice, mais il faut se rappeler que le  $Cr$  pour une surface spécifiée varie en fonction de l'intensité et de la durée de la pluie. D'ailleurs, l'équation ( 3-10 ) permet d'évaluer l'intensité maximale de la pluie de conception ( $I_{max}$ ) selon l'emplacement et les changements climatiques.

$$I_{max} = (1 + F_{cc}) \cdot A_{IDF} \cdot \left( \frac{t_c}{60 \text{ min/h}} \right)^{B_{IDF}} \quad (3-10)$$

Où :  $F_{cc}$  est la majoration pour les changements climatiques,  $A_{IDF}$  est la constante de multiplication de la courbe IDF,  $t_c$  est le temps de concentration en minutes et  $B_{IDF}$  est l'exposant de la courbe IDF.

Pour le cas particulier de Montréal, le tableau 3.15 affiche les paramètres de cette équation.

Tableau 3.15 : Paramètres pour l'intensité de la pluie

Symbole	Valeur	Source	Justification
$A_{IDF}$	13,57	(Environnement Canada, 2014)	Courbe 1/2 ans pour l'aéroport P.E.T. <sup>8</sup>
$B_{IDF}$	-0.720	(Environnement Canada, 2014)	Courbe 1/2 ans pour l'aéroport P.E.T.
$F_{CC}$	18%	(MDDELCC, 2017)	Valeur suggérée par le manuel du ministère.
$t_c$	5 min	Voir hypothèse 1 du tableau 3.11	Minimum en bassin versant urbain

Grâce aux trois équations précédentes, tous les termes de l'équation du débit de la méthode rationnelle sont connus. Ainsi, dans la situation particulière du dimensionnement d'un revêtement perméable, l'équation ( 3-11 ) donne le débit maximum que le revêtement doit infiltrer sans générer de ruissellement pour une pluie de conception choisie.

$$Q_{i.max} = C_{requ} \cdot \frac{I_{max}}{1000 \text{ mm/m}} \cdot A_{tot} \quad (3-11)$$

Les unités deviennent consistantes par la conversion de l'intensité de pluie de mm/h en m/h. Ainsi, cette équation donne des m<sup>3</sup>/h dans cette forme particulière.

### 3.5.3 Perméabilité du revêtement

L'évaluation de la perméabilité requise du revêtement perméable repose sur la loi de Darcy des écoulements en milieux poreux saturés. Son principe ainsi que ces domaines d'application ont été amplement discutés dans la littérature (Cedergren, 1977). L'application de cette loi requiert l'évaluation de l'aire de la surface perpendiculaire au flux d'eau. Pour le revêtement perméable, elle est définie par l'équation ( 3-12 ) qui suppose une largeur (  $l_{rp}$  ) constante entre 2 puisards.

$$A_{rp} = l_{rp} \cdot L_p \quad (3-12)$$

La formulation classique de la loi de Darcy donnant le débit en fonction du gradient hydraulique, de la perméabilité et de l'aire d'écoulement, l'équation doit être réarrangée pour obtenir la

---

<sup>8</sup> Aéroport Pierre-Elliott Trudeau de Montréal

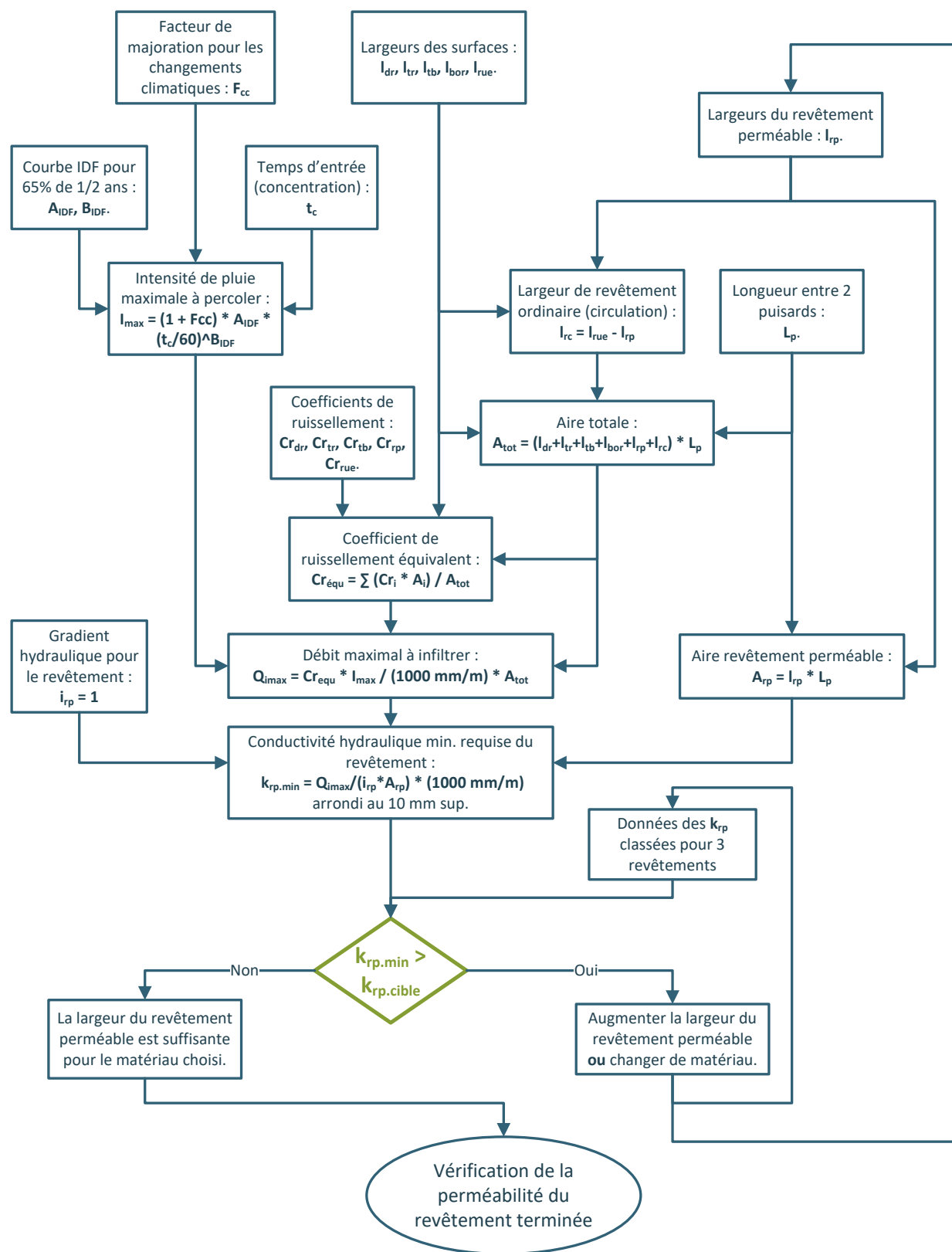
perméabilité. Ainsi, l'équation ( 3-13 ) donne la perméabilité minimale requise pour faire passer le débit maximal à infiltrer directement dans le revêtement perméable sans occasionner de ruissellement à sa surface.

$$k_{rp.min} = \frac{Q_{i.max}}{i_{rp} \cdot A_{rp}} \cdot 1000 \text{ mm/m (arrondi au 10 mm supérieur)} \quad (3-13)$$

Où  $i_{rp}$  est le gradient hydraulique pour l'infiltration dans le revêtement perméable, égal à 1.

En outre, il faut noter que la valeur du gradient hydraulique dans l'équation précédente a été supposée au tableau 3.12. Avec cette valeur de  $k_{rp.min}$  pour l'aire de revêtement perméable choisi, il est essentiel de vérifier si les matériaux poreux ont une capacité suffisante. Comme les valeurs de taux d'infiltration (perméabilité au travers de la surface poreuse) sont très variables pour un même matériau selon un grand nombre de facteurs difficiles à maîtriser, une approche probabiliste est de mise (Illgen, 2008). Pour représenter l'ensemble des valeurs mesurées pour un type de revêtement donné, Illgen propose l'utilisation de courbes de fréquence cumulée. Ainsi, pour un point de valeur d'infiltration quelconque, la fréquence cumulative donne le pourcentage de tous les points échantillonnés qui ont une valeur inférieure. Dans le cadre de ce travail de recherche, ces courbes ont été tracées pour trois matériaux, soit le PPAB, l'EBP, et le béton poreux. Ce graphique est un outil d'aide à la décision. En effet, en traçant une droite verticale avec  $k_{rp.min}$ , il est possible de voir du premier coup d'œil quel type de revêtement a la plus faible proportion de points de mesure inférieure à la cible. Aussi, il est possible de voir le facteur de sécurité réalisable. Finalement, un concepteur peut utiliser cet outil comme critère d'exclusion d'un matériau. En effet, il est possible avec l'expérience de fixer une fréquence cumulative minimale ( $k_{rp.cible}$ ) que les valeurs mesurées doivent avoir pour qu'un matériau ne soit pas exclu.

En outre, il ne faut pas oublier que, selon le projet à concevoir, une certaine souplesse quant à la largeur de la voie perméable est permise. Ainsi, le concepteur peut faire varier  $l_{rp}$  dans le but de changer  $k_{rp.min}$ . Cependant, cette approche ne devrait pas dépendre seulement de la capacité d'infiltration du revêtement qui est nécessaire. En effet, un élargissement de cette portion de la rue vient élargir d'autant le réservoir de pierre nette servant de sous-fondation.



### 3.6 Dimensionnement du réservoir granulaire

Cette section décrit la partie hydraulique de la démarche de conception proposée. Plus précisément, cette portion de la démarche vise à dimensionner les aspects géométriques inconnus du réservoir granulaire (RG) et à déterminer les caractéristiques de la conduite perforée servant à drainer de manière contrôlée le fond du RG. L'approche générale choisie implique de trouver la hauteur d'eau maximale dans le réservoir ainsi que le temps de vidange pour une pluie de conception choisie. Ainsi, il est possible de faire varier plusieurs propriétés géométriques dans la note de calcul jusqu'à ce que des cibles soient atteintes pour des critères temporels et géométriques. Comme cette démarche est basée sur une série d'équations analytiques, un modèle d'optimisation non linéaire pourrait être utilisé pour, par exemple, minimiser les coûts de construction.

#### 3.6.1 Hypothèses de conception

Ces hypothèses viennent majoritairement simplifier les modèles utilisés pour rendre les calculs plus directs. Cependant, elles ne sont pas valides pour n'importe quelle conception de rues à stationnements perméables!

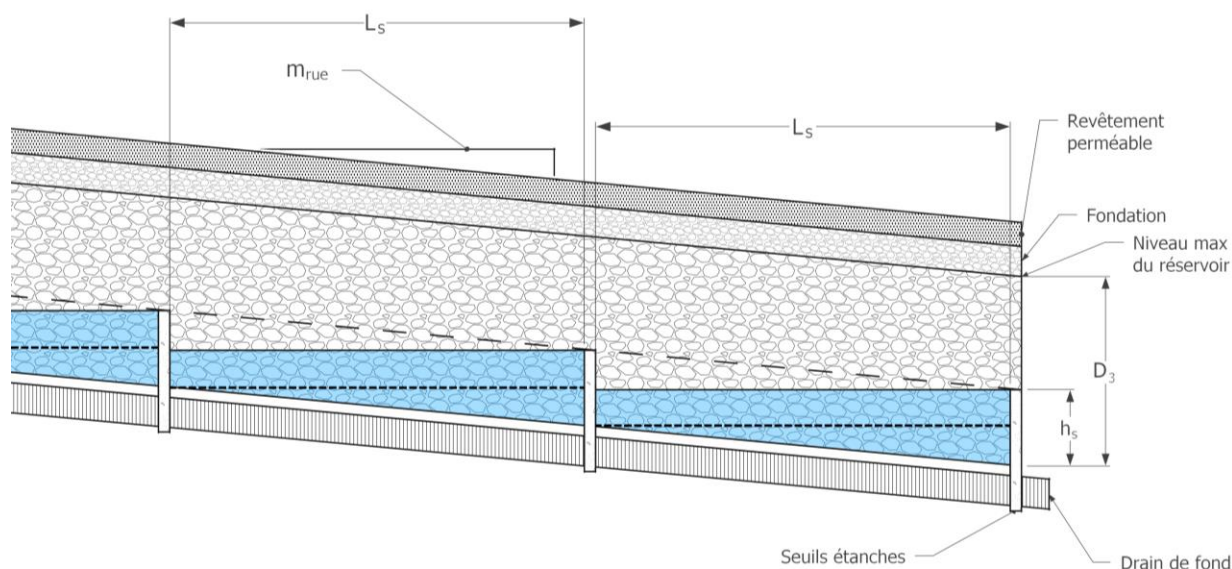


Figure 3.11 : Schéma en coupe longitudinale des réservoirs entre les seuils

Pour situer certains paramètres des RG, la figure 3.11 illustre une série de cellules de réservoir entre les seuils étanches en béton. Le trait pointillé fin montre le plan de séparation entre la partie inclinée des RG et la partie à surface d'eau rectangulaire et constante.



Le tableau 3.16 se concentre sur l'établissement de la pluie de conception et du volume de pluie entrant dans le RG par la méthode rationnelle.

Tableau 3.16 : Hypothèses spécifiques pour calculer le débit d'entrée

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	L'épaisseur des seuils est de 0,25 m si aucun type de seuils n'est choisi.	Parmi les possibilités de construction, cette valeur est conservatrice (paroi moulée en béton) (SFPUC, 2016).
2	Le ratio de la hauteur des seuils ( $h_s$ ) sur l'épaisseur de la couche de pierre nette ( $D_3$ ) est initialisé à 0,25.	Pour maximiser l'espace disponible au-dessus des seuils, il est préférable de commencer les calculs itératifs par la plus faible valeur possible. (Voir la figure 3.11)
3	La hauteur d'eau de la pluie de conception du RG correspond au 90 <sup>e</sup> percentile des pluies annuelles.	Objectif du «Guide de gestion des eaux pluviales» dans le but de réduire substantiellement les surverses d'un réseau d'égout unitaire (MDDELCC & MAMROT, 2011).
4	Pour un événement de hauteur de pluie ( $h_{\text{pluie}}$ ) donnée, la durée ( $d_{\text{pluie}}$ ) peut être estimée avec la courbe HDF de récurrence 2 ans.	Une récurrence plus grande que la pluie qualité, utilisée pour le débit de pointe, permet de maximiser le volume d'eau en minimisant le temps d'évacuation durant la pluie.
5	La pluie de conception est supposée concentrée au début de la période de calcul avec une intensité uniforme et constante.	Il est plus conservateur de faire tomber la pluie en un événement au début de la période que de considérer une suite d'événements à intensité variable pour la même $h_{\text{pluie}}$ .
6	Le coefficient de ruissellement pour le débit de pointe de la pluie de conception est valable pour estimer le volume maximal entrant.	L'hydrogramme supposé par la méthode rationnelle atteint son maximum au temps de concentration ( $t_c$ ) et il revient à zéro pendant $t_c$ après la pluie. Ainsi, le volume de pluie ruisselé équivaut au débit de pointe fois $d_{\text{pluie}}$ .

Le tableau 3.17 contient les trois hypothèses à la base des équations de volume en fonction de la hauteur d'eau dans la couche de pierre nette. Elles seront nécessaires à la sous-section 3.6.3.

Tableau 3.17 : Hypothèses spécifiques pour calculer le volume en fonction de la hauteur d'eau

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	Le volume initial est plus grand que zéro, car il s'initialise à partir de la hauteur d'eau qui occupe toute la largeur à la base du RG.	Simplification des calculs en diminuant le nombre de changements de géométries en fonction de la hauteur d'eau (Figure 3.11) Cette perte de volume est partiellement compensée par la surestimation résultant de la transition en haut de pente. Il est conservateur de sous-estimer le volume de stockage de l'eau.
2	Par défaut, la pierre nette utilisée comme réservoir granulaire (RG) a une porosité ; $n_{RG} = 0,35$ .	La porosité de la pierre nette varie de 0,3 à 0,45 selon les guides sur les PGOs de Vancouver, du Québec, de l'Ontario, de Los Angeles, Philadelphie, Portland Or. ainsi que dans la littérature (Ferguson, 2005c; Hein, D. K. et al., 2013; Murphy, P. K., N. B.; Khan, A. A., 2014) La valeur $n_{RG} = 0,35$ se situe dans la fourchette basse de ce qui est recommandé pour la conception dans la plupart des guides.
3	La largeur de la tranchée pour le drain de fond s'approche par une augmentation de 2 incréments du diamètre nominal du tuyau.	Il faut que la tranchée soit assez large pour la conduite. Une épaisseur minimale de 50 mm de gravier autour de celle-ci est recommandée (Hein, D. K. et al., 2013).

Pour créer un modèle simplifié du drainage du RG, les hypothèses énoncées et justifiées au tableau 3.18 sont nécessaires. Se référer à la figure 3.2 pour situer les éléments qui y sont décrits.

Tableau 3.18 : Hypothèses spécifiques pour calculer le débit sortant par le fond

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	La hauteur maximale d'eau dans la conduite du drain correspond à la moitié du diamètre intérieur.	C'est conservateur, car les débits réels de sortie ne pourront qu'être supérieurs à ceux estimés sans excéder le débit calculé pour la hauteur d'eau maximale.
2	Le débit est modélisé par des équations d'orifices avec une charge hydraulique moyenne par rapport au centre de la section du drain.	Ce modèle suffit dans le contexte et selon les incertitudes pour évaluer les pertes de charge. Aussi, le point de référence pour la charge hydraulique est conservateur à cause de l'hypothèse 1.
3	Le nombre minimal de trous autour d'une ondulation du drain de fond du RG est de 4, placés à équidistance l'un de l'autre (voir figure 3.14).	Avec un nombre inférieur de trous, l'orientation de la conduite autour de son axe risque de trop influencer le débit de sortie.

Tableau 3.18 : Hypothèses spécifiques pour calculer le débit sortant par le fond (suite)

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
4	Les ondulations trouées sont supposées suffisamment rapprochées l'une de l'autre pour que la variation du débit en fonction de la hauteur d'eau puisse être approximée par une fonction continue.	Sur la longue période de simulation de la vidange, les "sauts" que l'on devrait voir sur l'hydrogramme de sortie lorsqu'un trou devient émergé sont atténués par : la faible inclinaison du drain, le choix des perforations équilibrées sur la circonférence du tuyau et le laminage dans la conduite de drainage jusqu'au puisard.
5	Durant la vidange du réservoir, l'effet de l'évaporation sur le débit de sortie peut être négligé.	Le niveau d'eau dans le réservoir étant loin de la surface poreuse, l'évaporation est très faible par rapport à un revêtement perméable saturé d'eau. (Permeable Pavements Task Committee, 2015)
6	Dans toutes les équations, la longueur inclinée du fond du RG est approximée par la distance horizontale entre deux seuils.	Les pentes longitudinales doivent généralement être inférieures à 5%. Ainsi, L'angle entre le fond du réservoir et l'horizontale est assez faible pour être négligé.
7	Lorsqu'il pleut, toutes les perforations du drain de fond contribuent au débit de sortie. La charge hydraulique moyenne des trous est estimée à 1/2 du diamètre de la conduite.	Comme la hauteur maximale d'eau dans la conduite de drainage correspond à la moitié du diamètre intérieur (hypothèse 4), alors la capacité critique du drain est atteinte lorsque la différence de charge entre l'intérieur et l'extérieur du drain est la moitié de son diamètre.

Plusieurs de ces hypothèses devront être validées lors de travaux de recherches ultérieurs, car elles ne l'ont pas été avec des mesures expérimentales discernables dans la littérature.

### 3.6.2 Calculs hydrologiques

Avant de s'intéresser à l'accumulation d'eau dans la pierre nette sous le trottoir et le revêtement perméable, la méthode rationnelle a été utilisée avec quelques modifications pour estimer la quantité d'eau de pluie percolant jusque dans la couche-réservoir. Comme le volume de pluie entrant dépend de la superficie du sous-bassin versant concerné, la longueur du tronçon de rue circonscrit par deux seuils étanches dans le RG doit être préalablement connue.

La figure 3.12 situe l'ensemble des paramètres servant au calcul de la longueur d'un réservoir entre deux seuils.

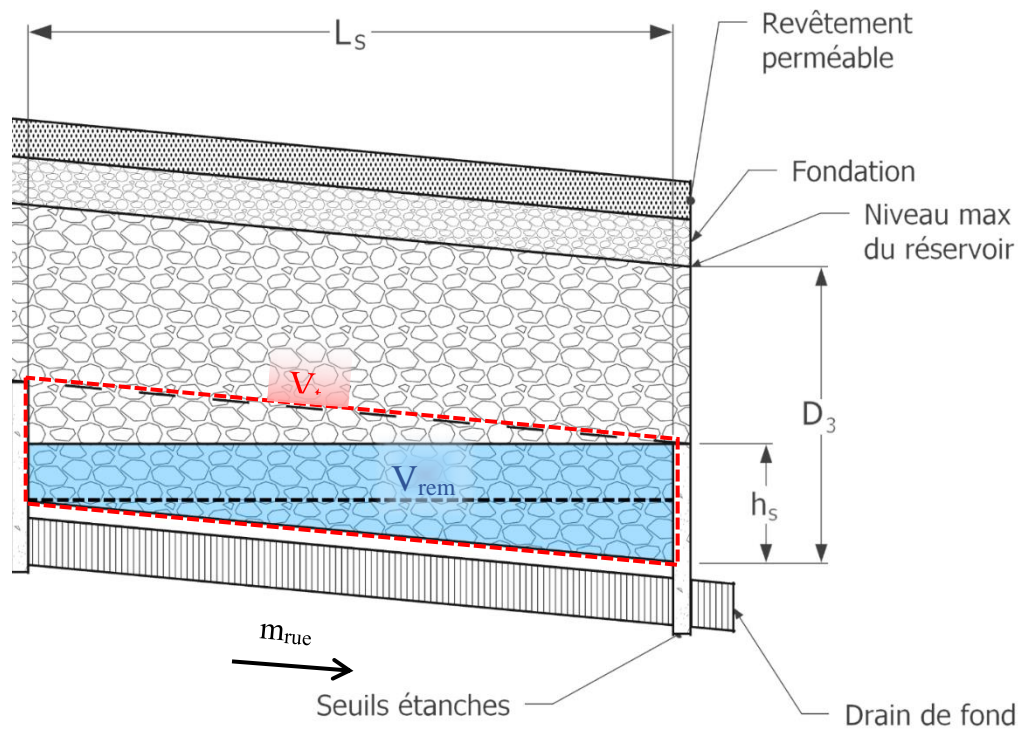


Figure 3.12 : Coupe longitudinale d'un RG entre deux seuils au droit du drain de fond

L'équation ( 3-14 ) tient compte de la pente longitudinale du fond du RG ( supposée la même que la pente de drainage de la chaussée) pour calculer  $L_{s,calc}$ . En effet, le concept proposé vise à minimiser les coûts de matériaux granulaires en maintenant constante l'épaisseur de chaque couche dans la direction longitudinale.

$$L_{s,calc} = \frac{2 \cdot D_3 \cdot R_s \cdot (1 - R_{vol})}{(1000 \text{ mm/m}) \cdot m_{rue}} - e_s \quad (3-14)$$

Où :  $R_s$  est le ratio entre la hauteur de seuils et la hauteur maximale du RG ( $h_s / D_3$ ),  $R_{vol}$  est le ratio de remplissage  $V_{rem} / V_{tot}$  (Figure 3.12),  $m_{rue}$  est la pente longitudinale de la surface de la chaussée et du fond du RG et, finalement,  $e_s$  est l'épaisseur d'un seuil.

Le tableau 3.19 détaille les plages de valeurs pour les paramètres de l'équation ( 3-14 )<sup>9</sup>.

<sup>9</sup> Adaptée des formules du dessin PC 2.1 de la commission des services publics de San Francisco (SFPUC, 2016).

Tableau 3.19 : Paramètres pour le calcul de la longueur entre deux seuils

Paramètre	Valeurs	Justification /source
$e_s$	0,01 à 0,5 mètre	Selon le type de seuil (voir hypothèse 1 du tableau 3.16 pour la valeur par défaut)
$m_{rue}$	0,005 à 0,05 m/m	Pente min. de drainage (Brière, 2012) à pente maximale de conception pour un revêtement perméable (hypothèse 6 du tableau 3.18.)
$R_{vol}$	0,5 à 0,7	Pour resserrer ou éloigner les seuils étanches en utilisant au moins l'espace complet entre 2 seuils sans exagérer le nombre de seuils.

Ensuite, le nombre de seuils étanches entre deux puisards ( $N_s$ ) se calcule par :

$$N_s = \left( \frac{L_p}{L_{s,calc}} \right) \text{arrondi à l'unité supérieure} \quad (3-15)$$

Si la pente du cours d'eau de la rue s'inverse entre deux puisards, il faut refaire les mêmes étapes en considérant séparément les deux versants et en définissant  $L_p$  comme la distance entre la crête de drainage et le puisard juste en aval. Comme toutes les cellules de rétention doivent avoir la même longueur, la distance entre deux seuils est calculée par :

$$L_s = \frac{L_p}{N_s} - e_s \quad (3-16)$$

Pour en arriver à un débit entrant dans le RG, le volume d'eau entrant a été tout d'abord calculé à partir de la hauteur de pluie de conception ( $h_{pluie}$ ) et des paramètres de la méthode rationnelle :

$$V_{en,max} = \frac{A_{tot} \cdot C_{requ} \cdot (F_{CC} + 1) \cdot h_{pluie}}{(1000 \text{ mm/m}) \cdot N_s} \quad (3-17)$$

La durée (en heures) de la pluie de conception pour une période de récurrence donnée a été évaluée avec une courbe Hauteur Durée Fréquence (HDF). L'interpolation choisie et la valeur des paramètres sont présentées respectivement dans l'équation (3-18) et dans le tableau 3.20.

$$d_{pluie} = A_{HDF} \cdot (h_{pluie} + C_{HDF})^{B_{HDF}} \quad (3-18)$$

Avec un volume d'entrée connue et une durée de pluie, le débit moyen d'entrée dans le RG est :

$$Q_E = V_{en,max} / d_{pluie} \quad (3-19)$$

Tableau 3.20 : Paramètres de la pluie de conception volumétrique (1/2 ans)

Nom du paramètre	Symbole	Valeur	Justification /source
Paramètre A de la courbe HDF	$A_{HDF}$	2,88E-34	Station de l'aéroport P.E.T. adapté de (Environnement Canada, 2014)
Paramètre B de la courbe HDF	$B_{HDF}$	16,6876	Station de l'aéroport P.E.T. adapté de (Environnement Canada, 2014)
Paramètre C de la courbe HDF	$C_{HDF}$	80,0006	Station de l'aéroport P.E.T. adapté de (Environnement Canada, 2014)
Hauteur de pluie de conception	$h_{pluie}$	25 mm	Hauteur de la pluie « Qualité » dans (MDDELCC, 2017)

Ce débit d'entrée ( $Q_E$ ) est le premier élément essentiel à la modélisation hydraulique. Deuxièmement, il faut connaître l'évolution du volume stocké dans le RG pour n'importe quelle hauteur d'eau.

### 3.6.3 Calculs géométriques

Comme l'atteste la figure 3.13, le volume du réservoir dépend d'un grand nombre de paramètres entre autres pour tenir compte des pentes longitudinales et transversales.

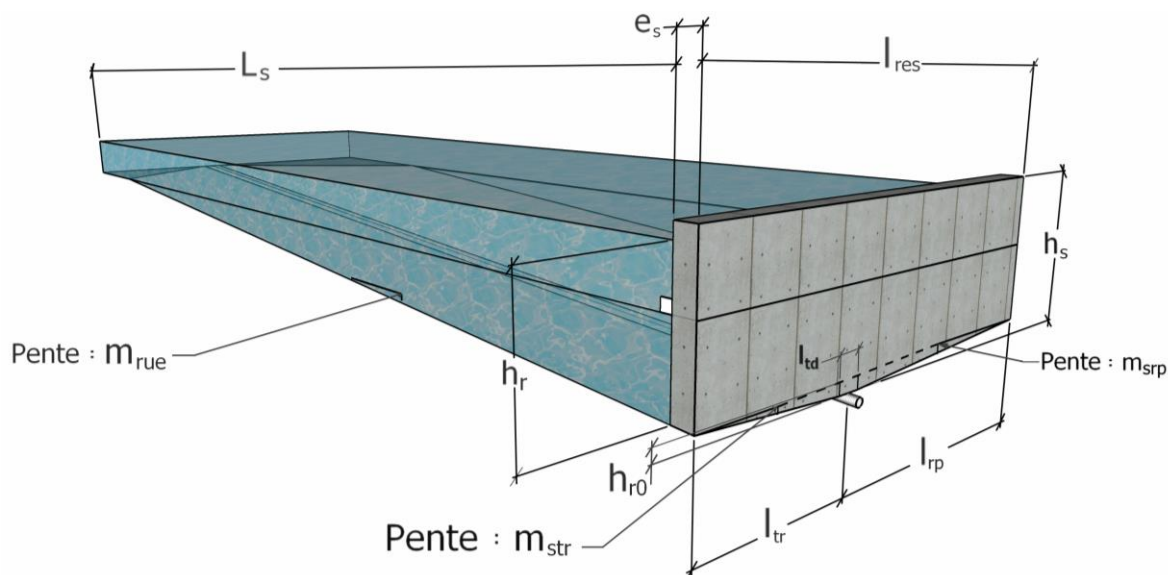


Figure 3.13 : Vue isométrique du réservoir granulaire avec un seuil en béton où la fondation de la voie de circulation est à droite de la figure

La méthode employée pour résoudre analytiquement le volume d'eau dans le RG en fonction de la hauteur d'eau a été la somme de trois intégrales doubles correspondantes aux trois plans formant

le fond du réservoir. Les équations ( 3-20 ) à ( 3-25 ) détaillent les étapes intermédiaires de calcul pour obtenir certains paramètres constants dans la formulation de l'équation de volume. Il est à noter que l'équation ( 3-20 ) se base sur l'hypothèse 3 du tableau 3.17.

Largeur de la tranchée du drain de fond : 
$$l_{td} = d_{drain} + 2 \cdot 0,05 \quad (3-20)$$

Largeur effective du RG le long de  $m_{str}$  : 
$$l_1 = l_{tr} \cdot R_{tr} + l_{tb} \cdot R_{tb} - \frac{l_{td}}{2} \quad (3-21)$$

Largeur effective du RG le long de  $m_{srp}$  : 
$$l_2 = l_{rp} - \frac{l_{td}}{2} \quad (3-22)$$

Largeur effective totale du RG : 
$$l_{res} = l_{tr} \cdot R_{tr} + l_{tb} \cdot R_{tb} + l_{rp} \quad (3-23)$$

Constante B de l'équation de volume : 
$$B_{vol} = m_{str} \cdot l_1^2 + m_{srp} \cdot l_2^2 \quad (3-24)$$

Constante C de l'équation de volume : 
$$C_{vol} = \frac{m_{str}^2}{4} \cdot l_1^3 + \frac{m_{srp}^2}{4} \cdot l_2^3 \quad (3-25)$$

Où :  $R_{tr}$  est le ratio de volume sous le trottoir,  $R_{tb}$  est le ratio de volume entre le trottoir et la bordure,  $m_{str}$  est la pente transversale du RG sous le trottoir et  $m_{srp}$  est la pente transversale sous le revêtement perméable.

Pour compléter les paramètres de la figure 3.13 déjà connus dans les étapes de calculs précédentes, le tableau 3.21 et le tableau 3.22 montrent les valeurs supplémentaires à connaître. Le cas particulier de l'équation ( 3-20 ) requiert de supposer une première valeur pour le diamètre du drain. En prenant la valeur nominale minimum pour ce type d'ouvrage,  $d_{drain} = 0,1$  m.

Tableau 3.21 : Paramètres constants pour le calcul de volume du RG

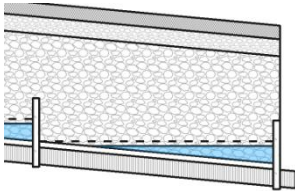
Paramètre	Valeur par défaut	Justification /source
$n_{RG}$	0.35 m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	Voir hypothèse 2 du tableau 3.17
$m_{str}$	0.01 m/m	Pente minimale pour assurer un bon drainage (CVC & TRCA, 2010)
$m_{srp}$	0.01 m/m	Pente minimale pour assurer un bon drainage (CVC & TRCA, 2010)

Les ratios du tableau 3.22 permettent au concepteur de modifier grossièrement le volume calculé du RG pour tenir compte des infrastructures souterraines et des autres obstacles.

Tableau 3.22 : Facteurs d'ajustement pour tenir compte des obstacles dans le réservoir

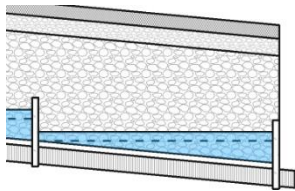
Paramètre	Valeurs	Définition
$R_{tr}$	0 à 1	Facteur de réduction de la largeur du trottoir dans le calcul du volume de stockage en fonction de la hauteur d'eau pour tenir compte des obstacles.
$R_{tb}$	0 à 1	Facteur de réduction de la largeur effective du réservoir sous la surface entre le trottoir et la bordure de chaussée pour tenir compte des obstacles comme les fosses d'arbre.

Dans cette démarche, il est primordial de déterminer la fonction du volume d'eau emmagasiné dans la pierre nette en fonction de la hauteur d'eau ( $h_r$ ) pour établir le modèle de la hauteur d'eau en fonction du temps.



$$V_{hr} = \frac{(h_r^2 \cdot l_{res} - B_{vol} \cdot h_r + C_{vol}) \cdot n_{RG}}{2 \cdot m_{rue}} \quad (3-26)$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{rue} \cdot L_s$$



$$V_{hr} = \left( L_s \cdot l_{res} \cdot \left( h_r - \frac{m_{rue} \cdot L_s}{2} \right) - \frac{B_{vol} \cdot L_s}{2} + \frac{C_{vol}}{2 \cdot m_{rue}} \right) \cdot n_{RG} \quad (3-27)$$

$$\text{Pour } m_{rue} \cdot L_s \leq h_r \leq h_{r,max}$$

Où  $n_{RG}$  est la porosité de la pierre nette du RG.

Comme le montre les équations ( 3-26 ) et ( 3-27 ), le volume en fonction de  $h_r$  doit être évalué différemment selon la partie du domaine de  $h_r$  concernée. En effet, lorsque l'eau est assez haute pour remplir toute la longueur ( $L_s$ ) du RG, alors le volume devient proportionnel à  $h_r$  comme dans un prisme à base rectangulaire. À l'équation ( 3-26 ), la valeur initiale du domaine de  $h_r$  est plus grande que zéro. Cette particularité est justifiée par l'hypothèse 1 du tableau 3.17.

### 3.6.4 Calculs hydrauliques

Le contrôle du débit de sortie étant effectué par la conduite de drainage au fond de toute la longueur de l'ouvrage, les caractéristiques de drainage sont déterminées par unité de longueur.



Premièrement, le nombre moyen d'orifices par mètre ( $N_{or}$ ) est calculé à l'équation ( 3-28 ) en tenant compte de la géométrie particulière d'une conduite de drainage ondulée. En effet, les trous doivent toujours être percés au centre des creux d'ondulations. Ainsi, le perçage des trous est facilité et la surface de géotextile filtrant qui alimente directement le trou est maximisée.

$$N_{or} = \frac{N_{tr} \cdot N_{ondu}}{(N_{ondu} \cdot L_{or}) \text{ arrondi à l'unité}} \quad (3-28)$$

Où :  $N_{tr}$  est nombre de trous pour une ondulation,  $N_{ondu}$  est le nombre d'ondulations par mètre et  $L_{or}$  est la longueur entre les ondulations perforées.

Pour ajuster le débit drainé aux conditions particulières d'un site, l'ajustement de  $L_{or}$  montrée à la figure 3.14 suffit. Cette longueur devrait normalement osciller entre 1 et 5 mètres. Pour s'assurer de respecter l'hypothèse 4 du tableau 3.18, la valeur de départ doit être le minimum de cet intervalle.

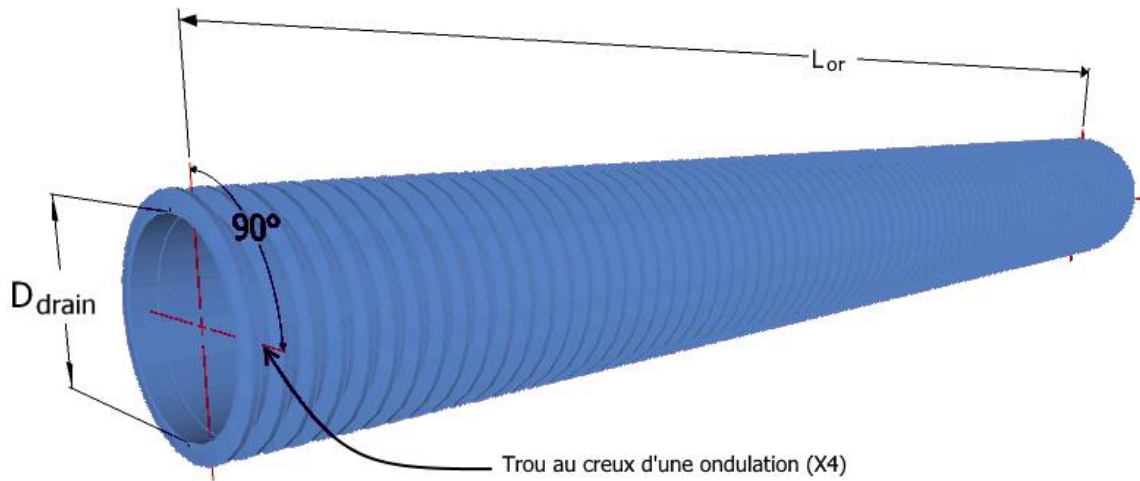


Figure 3.14 : Tronçon de conduite perforée pour le drainage contrôlé du RG

Deuxièmement, tous les paramètres des équations de débit ne dépendant pas de la hauteur d'eau ( $h_r$ ) ont été rassemblés dans la constante du drain par unité de longueur ( $C_{or}$ ) calculée par :

$$C_{or} = A_{or} \cdot C_{p.or} \cdot C_d \cdot N_{or} \quad (3-29)$$

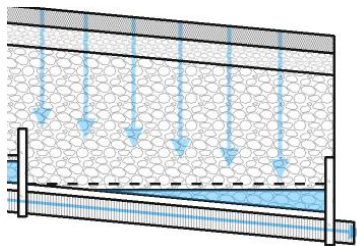
Où :  $A_{or}$  est l'aire d'un orifice,  $C_{p.or}$  est le coefficient pour les pertes de charge en amont d'un orifice et  $C_d$  est le coefficient de décharge d'un orifice.

Le tableau 3.23 détaille pour chaque paramètre leur valeur par défaut suggérée comme point de départ pour la conception du drain ainsi que les sources et les justifications de ces valeurs.

Tableau 3.23 : Valeurs par défaut des paramètres des équations de débit du drain de fond

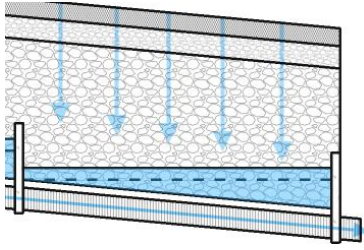
Paramètre	Valeur	Justification /source
$g$	127 137 600 m/h <sup>2</sup>	En supposant $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ convertie en m/h <sup>2</sup>
$N_{tr}$	4 trous	Voir hypothèse 3 du tableau 3.18
$N_{ondu}$	50 ondu/m	À partir de la fiche technique d'un fabricant (Valeur par défaut pour un Ø nom. de 150 mm (Solenio, 2017a))
$A_{or}$	1,767E-06 m <sup>2</sup> /trou	En supposant un trou rond de 1,5 mm de diamètre
$C_d$	0,62	Valeur de conception si $Re < 100$ (Dziubiński & Marcinkowski, 2006) → $v_{max} < 100 \cdot v/d_{or}$
$C_{p,or}$	0,9	À calibrer selon la pierre nette et le géotextile (Lee et al., 2015) ; 0,55 à 0,8 pour des grands trous et des grands débits (Murphy, P., Kaye, & Khan, 2014)
$n_{drain}$	0,016	Fiche tech. du fabricant pour paroi interne lisse (Solenio, 2017b) ou 0.016 si paroi interne ondulée (Solenio, 2016).

Troisièmement, le débit sortant ( $Q_s$ ) par le drain de fond a été modélisé par les équations allant de ( 3-30 ) à ( 3-33 ). Celles-ci se différencient par l'état de remplissage ou de vidange du réservoir. À gauche de chaque équation, un petit schéma montre l'état pour lequel l'équation est valide. Les équations ( 3-31 ) et ( 3-33 ) sont identiques, car l'apport d'eau pour toute la longueur du RG n'induit pas de différence lorsque le réservoir est rempli sur sa pleine longueur. Ces débits de sortie sont issus d'une approche simplifiée détaillée à l'Annexe A. Ils constituent des minimums qui peuvent être dépassés en fonction de plusieurs facteurs.



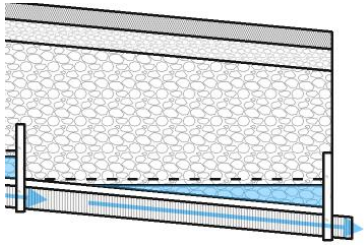
$$Q_s = \frac{C_{or} \cdot \sqrt{g} \cdot \left( (m_{rue} \cdot L_s - h_r) \cdot \sqrt{d_{drain}} + h_r \cdot \sqrt{h_r + d_{drain}} \right)}{m_{rue}} \quad (3-30)$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{rue} \cdot L_s$$



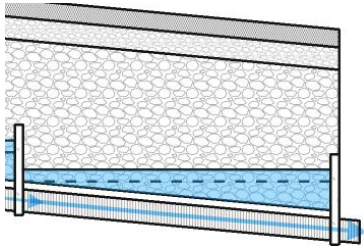
$$Q_S = C_{or} \cdot L_S \cdot \sqrt{g \cdot (2 \cdot h_r + d_{drain} - m_{rue} \cdot L_S)} \quad (3-31)$$

$$\text{Pour } m_{rue} \cdot L_S \leq h_r \leq h_{r.max}$$



$$Q_S = \frac{C_{or} \cdot h_r \cdot \sqrt{g \cdot (h_r + d_{drain})}}{m_{rue}} \quad (3-32)$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{rue} \cdot L_S$$



$$Q_S = C_{or} \cdot L_S \cdot \sqrt{g \cdot (2 \cdot h_r + d_{drain} - m_{rue} \cdot L_S)} \quad (3-33)$$

$$\text{Pour } m_{rue} \cdot L_S \leq h_r \leq h_{r.max}$$

Où  $g$  est l'accélération gravitationnelle en  $m/h^2$ .

Sachant qu'un débit est une variation de volume par rapport au temps, il est possible d'écrire une suite d'équations différentielles avec les dérivées des équations ( 3-26 ) et ( 3-27 ) ainsi qu'avec les équations ( 3-30 ) à ( 3-33 ). En fait, le changement de géométrie du RG ainsi que les périodes de remplissage et de vidange mènent à quatre équations différentielles distinctes. Comme il n'est pas mathématiquement possible d'obtenir une solution explicite de la hauteur d'eau ( $h_r$ ) en fonction du temps, alors seuls les points d'intérêt de la fonction ont été évalués analytiquement. Ce choix a permis d'obtenir des équations analytiques approchées qui dépendent de constantes d'ajustements symbolisées par  $K_1$  et  $K_2$ . Celles-ci prennent respectivement les valeurs de 0,6 et 0,85 à partir des solutions obtenues avec la méthode numérique de Runge-Kutta d'ordre 4. L'analyse de l'écart pour les valeurs des constantes  $K_1$  et  $K_2$  se trouve à la section 4.3.4. Cette analyse doit être affinée avec plus de cas pour déterminer les valeurs de  $K_1$  et  $K_2$  en fonction des valeurs de paramètres les plus souvent rencontrées dans la pratique.

Les équations allant de ( 3-34 ) à ( 3-38 ) donnent les coordonnées (t, h<sub>r</sub>) des points essentiels de la simulation hydraulique du RG.

Hauteur d'eau  
initiale (t = 0) :

$$h_{r0} = MAX(m_{str} \cdot l_1; m_{srp} \cdot l_2) \quad (3-34)$$

Temps pour  
arriver à h<sub>r</sub> =  
m<sub>rue</sub> · L<sub>s</sub> :

$$t_1 = \frac{n_{RG}(l_{res}(h_{r0}^2 - L_s^2 m_{rue}^2) + B_{vol} L_s m_{rue} - B_{vol} h_{r0})}{2m_{rue}(C_{or} L_s \sqrt{g} \sqrt{K_1 L_s m_{rue} + d_{drain} - Q_E})} \quad (3-35)$$

Hauteur d'eau  
maximale (t =  
d<sub>pluie</sub>) :

$$h_{r,max} = \frac{\left(C_{or} L_s \sqrt{g} \sqrt{\frac{(K_2 - 2)L_s m_{rue}}{K_2} - d_{drain} + Q_E}\right)(d_{pluie} - t_1)}{L_s l_{res} n_{RG}} + L_s m_{rue} \quad (3-36)$$

Temps pour  
revenir à h<sub>r</sub> =  
m<sub>rue</sub> · L<sub>s</sub> :

$$t_2 = \frac{l_{res} n_{RG} (\sqrt{-L_s m_{rue} + 2h_{r,max} + d_{drain}} - \sqrt{L_s m_{rue} + d_{drain}})}{C_{or} \sqrt{g}} + d_{pluie} \quad (3-37)$$

Temps de retour  
à la hauteur  
d'eau initiale  
(h<sub>r0</sub>) :

$$t_{vide} = t_2 + \frac{n_{RG}}{2C_{or} \sqrt{g} d_{drain}} \left( B_{vol} \ln \left( \frac{h_{r0}(2\sqrt{d_{drain}} \sqrt{L_s m_{rue} + d_{drain}} + L_s m_{rue} + 2d_{drain})}{m_{rue} L_s (2\sqrt{d_{drain}} \sqrt{h_{r0} + d_{drain}} + h_{r0} + 2d_{drain})} \right) + 4l_{res} \sqrt{d_{drain}} (\sqrt{L_s m_{rue} + d_{drain}} - \sqrt{h_{r0} + d_{drain}}) \right) \quad (3-38)$$

Pour le concepteur, ces équations permettent d'obtenir directement une valeur de hauteur d'eau maximale dans le réservoir (h<sub>r,max</sub>) et une valeur de temps total entre le début de la pluie et le retour au niveau initial au point bas du réservoir (t<sub>vide</sub>).

Une fois l'état hydraulique du réservoir déterminé, le diamètre de la conduite de drainage initialement supposé doit être suffisant pour faire transiter l'eau sur la longueur L<sub>p</sub> en respectant l'hypothèse 1 du tableau 3.18. Avec un comportement hydraulique similaire pour l'ensemble des RG, le débit maximal sortant par le fond de l'espace compris entre deux seuils est donné par :

$$Q_{S,max} = C_{or} \cdot L_s \cdot \sqrt{g \cdot (2 \cdot h_{r,max} + d_{drain} - m_{rue} \cdot L_s)} \quad (3-39)$$

L'équation ( 3-39 ) reprend l'équation ( 3-31 ) en remplaçant h<sub>r</sub> par la hauteur d'eau maximale trouvée à partir de l'équation ( 3-36 ). Comme le laminage dans la conduite de drainage est négligé, le débit total dirigé vers le puisard aval par le drain de fond est :

$$Q_{puis} = Q_{S,max} \cdot N_s \quad (3-40)$$

Le rayon hydraulique pour une conduite cylindrique ( $R_h = d_{\text{drain}} / 4$ ) associée à l'équation de Manning permet d'estimer la capacité de la conduite coulant à plein débit :

$$Q_{P.\text{drain}} = \frac{1}{n_{\text{drain}}} \cdot R_h^{\frac{3}{2}} \cdot m_{rue}^{\frac{1}{2}} \cdot A_{\text{drain}} \quad (3-41)$$

Où :  $n_{\text{drain}}$  est le coefficient de Manning à l'intérieur du drain et  $A_{\text{drain}}$  est l'aire du drain.

Après une conversion de  $\text{m}^3/\text{s}$  en  $\text{m}^3/\text{h}$ , le ratio entre  $Q_{\text{puis}}$  et  $Q_{P.\text{drain}}$  est calculé. Si celui-ci est supérieur à 0,5, alors le diamètre du drain doit être augmenté d'un incrément de diamètre nominal<sup>10</sup>. Ainsi, l'hypothèse 1 du tableau 3.18 se vérifie. En outre, les valeurs de  $d_{\text{drain}}$  devraient se situer dans cette plage de diamètre nominal : 0,1 ; 0,15 ; 0,2 mètre.

Finalement, le dimensionnement hydraulique de l'ouvrage a été complété de manière itérative. En effet, la hauteur des seuils ( $h_s$ ) ainsi que la longueur de conduite, entre chaque ondulation perforée ( $L_{\text{or}}$ ), ont été supposées a priori et elles doivent être modifiées pour converger vers la valeur de conception. Pour le cas de  $h_s$ , la supposition initiale implique le ratio entre  $h_s$  et  $D_3$ . Comme le seuil doit être ajusté pour que le RG contienne le volume de la pluie de conception, mais sans plus, le ratio  $h_s/D_3$  doit équivaloir au ratio  $h_{r,\text{max}}/D_3$ . Pour l'autre cas, soit  $L_{\text{or}}$ , le critère à respecter est la durée de vidange. La valeur de  $L_{\text{or}}$  doit être augmentée ou diminuée jusqu'à ce que la durée totale de vidange du RG ( $t_{\text{vide}}$ ) se rapproche le plus possible de la durée cible exprimée en heure. Selon les différents guides de gestion des eaux pluviales, cette durée est généralement de 24 h, mais ne devrait pas dépasser 72h (City of Edmonton, 2014; CVC & TRCA, 2010; MDDELCC & MAMROT, 2011; Philadelphia Water, 2015). La figure 3.15 résume l'algorithme de conception du réservoir granulaire avec ses trois boucles itératives.

---

<sup>10</sup> Le ratio des débits équivaut au ratio de la hauteur d'eau sur le diamètre de la conduite dans le cas particulier où le ratio des débits vaut 0,5 pour un écoulement uniforme dans une conduite cylindrique (Brière, 2012, p. 45).

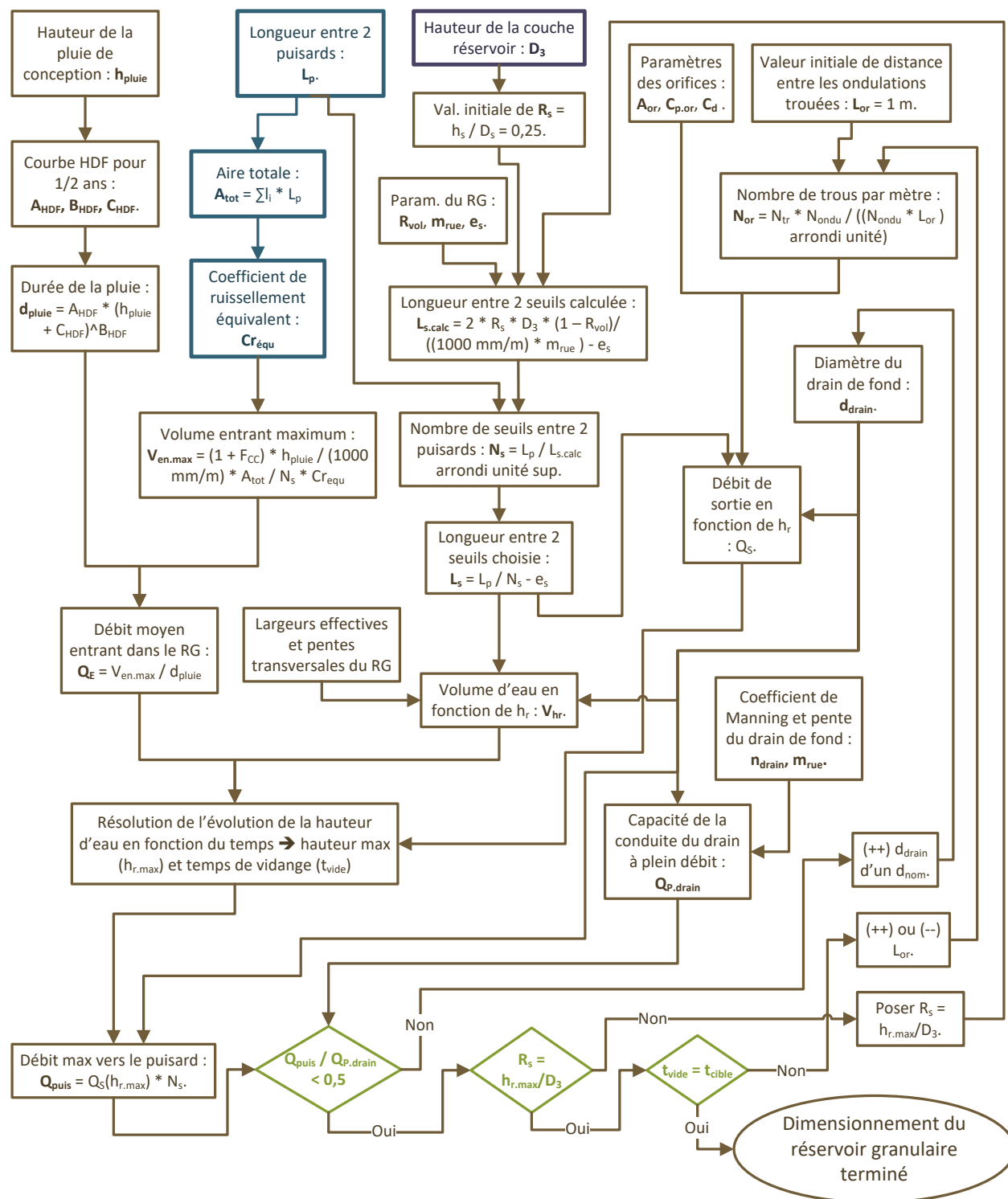


Figure 3.15 : Ordinogramme du dimensionnement hydraulique du réservoir granulaire

### 3.7 Trop-plein souterrain

À cette étape, le concepteur a déjà les informations nécessaires pour vérifier si l'ouvrage de rétention atteint ses objectifs. Néanmoins, il faut s'interroger sur la viabilité de l'ouvrage en cas de précipitations rares, voire exceptionnelles. Pour des pluies plus grandes que la pluie de conception, il est normal que le surplus d'eau déborde par-dessus les seuils délimitant les réservoirs granulaires.

Pour une conception, seul le cas le plus critique doit être considéré. Des pluies extrêmes pourraient ne pas s'infiltrer complètement dans le revêtement poreux s'il est colmaté. Comme la perméabilité du revêtement est très variable, une grande marge de sécurité est prise par rapport au minimum requis comme expliqué dans la section 3.5.3. De ce fait, une pluie d'une grande période de récurrence tombant au début de la période de conception a de bonnes chances de se retrouver complètement dans le réservoir. La section qui suit montre les calculs permettant d'estimer la hauteur critique à laquelle l'eau pourrait s'élever dans la couche de pierre nette de sous-fondation.

#### 3.7.1 Hypothèses de conception

Les hypothèses du tableau 3.24 permettent de justifier les modélisations simplifiées utilisées et les autres approximations nécessaires.

Tableau 3.24 : Hypothèses spécifiques pour le comportement hydraulique du trop-plein

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
1	La loi de Darcy s'applique avec la modification de Cedergren pour un écoulement turbulent dans la pierre nette en fonction du gradient.	Pour un écoulement laminaire dans la pierre nette, la variation de débit en fonction de $\Delta h$ est linéaire. Autrement, on se base sur les hypothèses de Cedergren qui impliquent la réduction de perméabilité en fonction gradient hydraulique (Cedergren, 1977).
2	La hauteur des seuils des réservoirs granulaires est choisie par le concepteur pour être plus grande que $h_{r,max}$ (voir section 3.6.4).	Critère de conception visant à minimiser la hauteur des seuils sous l'espace de trop-plein en fonction d'un volume de conception à retenir (voir la figure 3.12, section 3.6.2).
3	L'écoulement dans l'espace de pierre nette au-dessus des seuils est approximé par l'équation de Dupuit.	L'hypothèse de Dupuit est une très bonne approximation lorsqu'elle est utilisée pour trouver le débit s'écoulant par une longueur connue (Bear, 2007).
4	La limite supérieure du niveau d'eau est le niveau inférieur de la couche de fondation du revêtement perméable.	La couche de trop-plein doit avoir des propriétés hydrauliques uniforme. La couche de fondation a une granulométrie parfois plus fine qui rend cette couche moins perméable.

Tableau 3.24 : Hypothèses spécifiques pour le comportement hydraulique du trop-plein (suite)

#	Énoncé de l'hypothèse	Justification / sources
5	Pour l'estimation de la hauteur maximale de la ligne d'eau de la parabole de Dupuit entre 2 seuils, le contour du volume d'eau est approximé par un prisme à base trapézoïdale.	Comme le débit sort à la fois par le drain au fond de la couche de gravier et par la crête du seuil, la ligne d'eau réelle est plus aplatie que la parabole de Dupuit. Aussi, cette approximation est conservatrice, car en sous-estimant le volume d'eau stocké, la hauteur d'eau maximale au-dessus d'un seuil est surestimée.
6	La contribution des volumes des RG sous la crête des seuils au stockage pendant les pluies extrêmes est négligée. (Voir figure 3.17)	Avant l'atteinte de l'intensité maximale durant un événement de pluie réelle, les accumulations de pluie précédentes peuvent remplir le RG à la hauteur des seuils. Aussi, cette hypothèse est conservatrice.
7	Pour le calcul du débit de sortie par le trop-plein, la hauteur de sortie de la parabole de Dupuit est nulle pour le seuil juste en amont du puisard.	Dans ce cas particulier, la ligne d'eau en aval du dernier seuil est inférieure à la crête du seuil, car un drain évacue l'eau directement vers le puisard.
8	Le débit souterrain s'écoulant vers le puisard dépend de l'écoulement de la formule de Dupuit pour le dernier seuil et du débit du drain de fond sur toute la longueur $L_p$ .	Un calcul avec plusieurs seuils a montré que l'écoulement est contrôlé surtout au dernier seuil. Il est conservateur de négliger la contribution au laminage des seuils amont, car la hauteur maximale sur l'avant-derniers seuils est surestimée.
9	La largeur d'écoulement dans la zone de trop-plein de la pierre nette est réduite à celle du revêtement perméable s'il y a un obstacle sous le trottoir comme une fosse d'arbre.	Même si dans ce cas l'eau peut aussi circuler sous le trottoir, il est plus conservateur de ne pas tenter d'évaluer cette proportion de débit et de la négliger.

### 3.7.2 Calculs hydrologiques

De manière analogue à la section 3.5.2, la méthode rationnelle a été employée pour déterminer les débits de pointe entrant dans le revêtement perméable. Comme la note de calcul proposée vise à montrer les limites de l'ouvrage, plusieurs périodes de récurrences peuvent être testées à partir des données IDF du tableau 3.25 qui montre des valeurs pour le cas spécifique de Montréal. Dans ce cas, une régression de puissance à trois paramètres des données fournies par Environnement Canada a été utilisée. En outre, ce tableau montre les coefficients de majoration appliqués au  $Cr_{equ}$  en fonction des périodes de récurrence. En effet, une forte intensité de pluie laisse moins de temps aux surfaces perméables pour réduire le ruissellement (Brière, 2012).



Tableau 3.25 : Paramètres des pluies de test pour le trop-plein

Paramètres	Période de récurrence (T)				Source
	10 ans	25 ans	50 ans	100 ans	
$A_{IDF.T}$	38,1622	45,036	50,438	55,733	(Environnement Canada, 2014)
$B_{IDF.T}$	-0,8257	-0,8304	-0,838	-0,845	(Environnement Canada, 2014)
$C_{IDF.T}$	0,11	0,114	0,12	0,125	(Environnement Canada, 2014)
$Maj_{Cr.T}$	1	1,1	1,2	1,25	(Sheaffer, 1982)

En supposant le même temps de concentration de 5 minutes qu'utilisé précédemment, l'intensité de pluie maximale en millimètres par heure pour chaque période de récurrence a été calculée avec :

$$I_{max.T} = (1 + F_{cc}) \cdot A_{IDF.T} \cdot \left( \frac{t_c}{60 \text{ min/h}} + C_{IDF.T} \right)^{B_{IDF.T}} \quad (3-42)$$

Où :  $A_{IDF.T}$  est le paramètre A de la courbe IDF pour une période de récurrence T,  $B_{IDF.T}$  est le paramètre B de la courbe IDF pour une période de récurrence T,  $C_{IDF.T}$  est le paramètre C de la courbe IDF pour une période de récurrence T. Ainsi, le débit maximum produit par le ruissellement pour chaque période de récurrence vaut :

$$Q_{max.T} = Cr_{equ} \cdot Maj_{Cr.T} \cdot \frac{I_{max.T}}{1000 \text{ mm/m}} \cdot A_{tot} \quad (3-43)$$

Où :  $Maj_{Cr.T}$  est la majoration du coefficient de ruissellement pour les périodes de récurrence T supérieure à 10 ans. Les termes  $A_{tot}$  et  $Cr_{equ}$  sont calculés par les équations ( 3-8 ) et ( 3-9 ).

Tableau 3.26 : Calcul des débits maximum entrant pour quatre périodes de récurrence

Période de récurrence	Intensité maximale de pluie	Débit maximum
T (ans)	$I_{max.T}$ (mm/h) Équation ( 3-42 )	$Q_{max.T}$ (m³/h) Équation ( 3-43 )
10	174,91	$Cr_{equ} \cdot 0,175 \cdot A_{tot}$
25	204,51	$Cr_{equ} \cdot 0,225 \cdot A_{tot}$
50	226,13	$Cr_{equ} \cdot 0,271 \cdot A_{tot}$
100	247,54	$Cr_{equ} \cdot 0,309 \cdot A_{tot}$

Le tableau 3.26 montre les calculs effectués dans le cas de Montréal pour les périodes de récurrence de 10 ans, 25 ans, 50 ans et 100 ans. Une fois le débit de ruissellement déterminé, celui-ci devient le débit entrant pour la vérification du dimensionnement de la zone de trop-plein.

### 3.7.3 Calculs d'écoulement (laminage) dans le gravier

En premier lieu, pour établir une modélisation de l'écoulement dans la couche de pierre nette, il faut connaître les propriétés d'écoulement de ce matériau granulaire. La loi de Darcy ayant été choisie pour ce modèle, le matériau est caractérisé par une constante de proportionnalité appelée conductivité hydraulique ou perméabilité. Le tableau 3.27 montre les valeurs qui ont pu être recensées dans la littérature pour un écoulement laminaire dans un milieu poreux saturé.

Tableau 3.27 : Perméabilités mesurées pour la pierre nette

Diamètres des grains	$K_{sat}$ (laminaire)	$K_{sat}$ (m/h)	Source	Contexte
3/8 à 3/4 po (9,5 à 19 mm)	38000 pieds/j	482,6	(Cedergren, 1977, p. 403)	Essais pour fondation granulaire drainante non traitée
1 à 1 1/2 po (25,4 à 38,1 mm)	140000 pieds/j	1778	(Cedergren, 1977, p. 403)	Essais pour fondation granulaire drainante non traitée
ASTM #57 $\leq$ 19 mm	150 cm/s	5400	(Murphy, P. M., 2013)	$\pm 50$ cm/s, Pour montrer écoulement vers conduite perforée
15,6 à 19,1 mm	0,752 m/s	2707	(Kells, 1993)	Inverse du coefficient de Forchheimer (a), porosité de 39%, $d_{50} = 18,6$ mm
9,5 à 25 mm	0,5 m/s	1800	(Judge, 2013)	Plus faible valeur donnée pour cette plage de diamètres des grains

La pierre nette étant un matériau grossier, un ajustement est requis au modèle de Darcy pour un écoulement turbulent si le gradient hydraulique est supérieur à 0,01 (Cedergren, 1977). Plusieurs approches empiriques sont proposées pour lier le gradient hydraulique à la vitesse d'écoulement (Bear, 2007). Comme expliqué dans l'hypothèse 1 du tableau 3.24, l'approximation empirique retenue a été celle de Cedergren. Elle consiste à multiplier la perméabilité de Darcy par un facteur de correction empirique établie par la régression de puissance montrée à la figure 3.16. La régression obtenue est valide seulement si la pierre nette utilisée se retrouve dans la plage de diamètres variant de 9,5 à 19,1 millimètres. De la même manière, d'autres régressions peuvent être établie avec des données de matériaux plus grossiers.

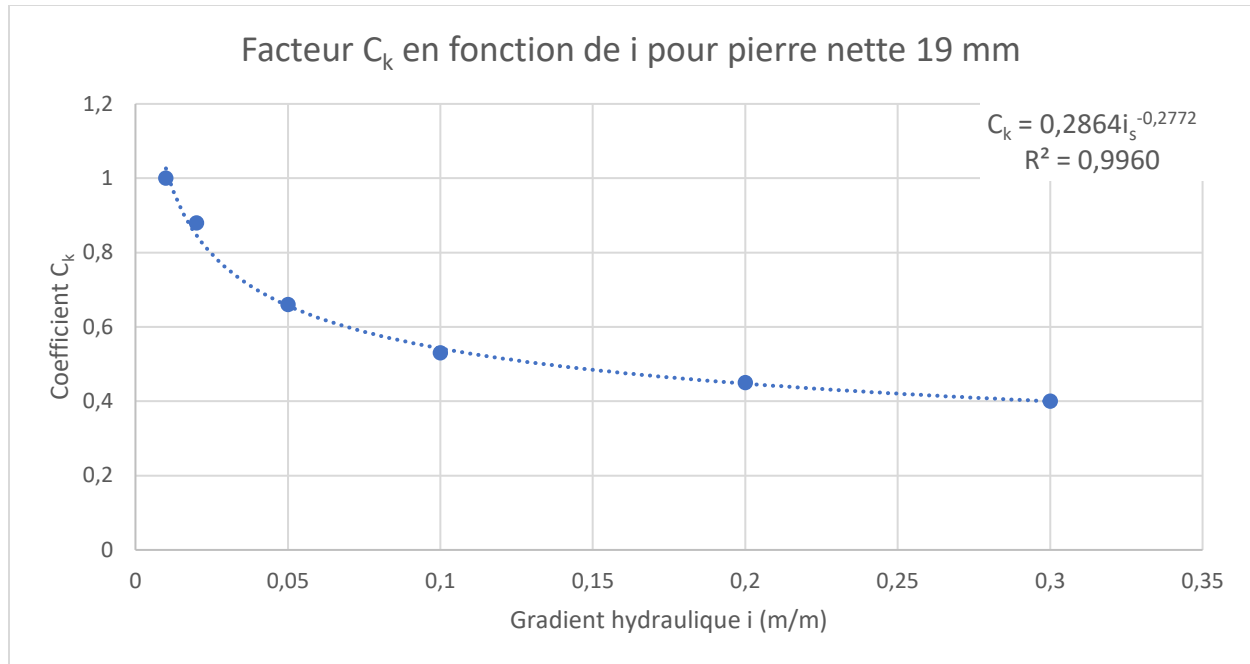


Figure 3.16 : Courbe du facteur de correction de Cedergren en fonction du gradient

Une fois le matériau granulaire caractérisé, vient la détermination des paramètres géométriques. Premièrement, l'écoulement le long de la rue n'étant pas toujours possible sur toute la largeur de stockage préalablement définie, la largeur d'écoulement effective qui tient compte de la présence des fosses d'arbres a été définie par :

$$\text{Si } l_{tb} > 0, \quad \text{alors } l_{res.tp} = l_{rp}, \quad \text{sinon } l_{res.tp} = l_{res} \quad (3-44)$$

Ensuite, avec le dimensionnement effectué à la section précédente, la hauteur des seuils, illustrée à la figure 3.17, a été calculée par :

$$h_s = \frac{R_s \cdot D_3}{1000 \frac{mm}{m}} \text{ arrondi au 10 mm supérieur} \quad (3-45)$$

L'arrondi correspond aux incertitudes de mise en œuvre des seuils. Une hauteur supérieure est conservatrice, car elle laisse une hauteur inférieure au trop-plein dans les calculs :

$$h_{tp} = \frac{D_3}{1000 \frac{mm}{m}} - h_s \quad (3-46)$$

La hauteur maximale de submersion d'un seuil ( $h_{\max.s}$  sur la figure 3.17) a été établie selon une démarche itérative pour la détermination de la perméabilité.

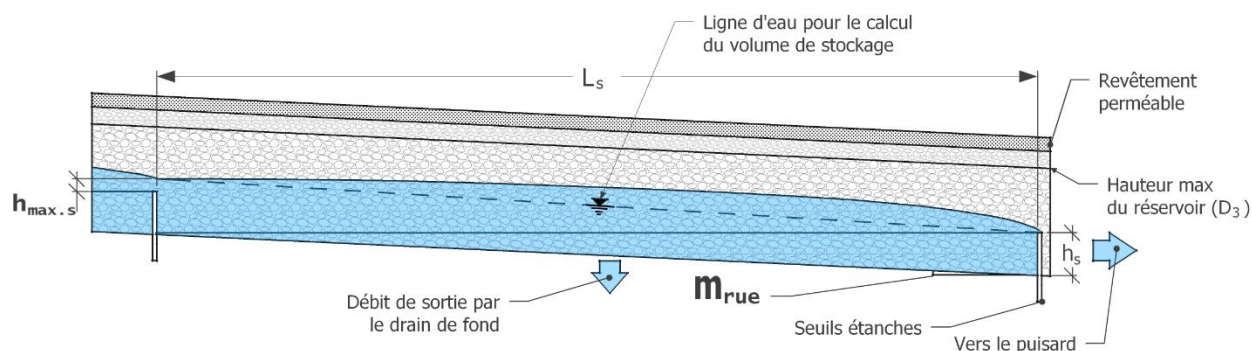


Figure 3.17 : Coupe longitudinale de l'écoulement par le dernier trop-plein

En effet, comme la hauteur d'eau est inconnue, le gradient hydraulique ne peut être calculé pour ensuite déterminer la perméabilité corrigée. Ainsi, à partir des valeurs de  $K_{\text{sat}}$ , une valeur de perméabilité réelle dans la pierre nette ( $K_{\text{PNr}}$ ) a dû être supposée. En outre, la résolution du laminage du débit a dû se faire numériquement en fonction du temps, peu importe l'hydrogramme d'entrée dans le RG. Comme le montre le tableau 3.28, la résolution s'est faite en quatre étapes pour chaque pas de temps. À  $t = 0$  heure, toutes les valeurs ont été mise à zéro sauf pour le débit de sortie. En effet, l'hypothèse 6 du tableau 3.24 fait en sorte qu'il y a déjà de l'eau qui s'écoule par le drain de fond avant l'atteinte du débit de débordement.

Tableau 3.28 : Calculs du laminage d'une pluie de grande récurrence dans le gravier

Temps	Débit entrant total	Volume stocké dans la pierre nette	Hauteur d'eau amont de la dernière cellule	Débit de sortie vers le puisard
$t$ (h)	$Q_{E,tp}(t)$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ )	$V(t)$ ( $\text{m}^3$ ) Équation ( 3-47 )	$H_{ac}(t)$ (m) Équation ( 3-48 )	$Q_{S,tot}(t)$ ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) Équation ( 3-49 )
$t_0 = 0$	0	0	0	...
...	...	...	...	

Le pas de temps correspond à la durée de la pluie ( $t_c$ ) divisée par sept, car le résultat n'est pas amélioré par un pas de temps plus petit dans l'étude paramétrique effectuée. Au total, il y a 9 pas de temps, car le calcul se poursuit deux itérations à la suite de la durée de la pluie équivalente à  $t_c$ . L'équation de base d'un laminage est en fait un bilan de masse. L'équation ( 3-47 ) montre pour chaque itération la variation de volume qui doit être additionnée au volume précédent.

$$V(t_n) = V(t_{n-1}) + \left( \frac{Q_{E.tp}(t_{n-1}) + Q_{E.tp}(t_n)}{2} - Q_S(t_{n-1}) \right) \cdot \Delta t \quad (3-47)$$

La prochaine étape a consisté à estimer la hauteur d'eau en amont d'une cellule entre deux seuils grâce à l'équation ( 3-48 ) dérivée de l'hypothèse 5 du tableau 3.24.

$$H_{ac}(t_n) = \frac{2 \cdot V(t_n)}{N_s \cdot (L_s + e_s) \cdot l_{res.tp} \cdot n_{RG}} \quad (3-48)$$

L'itération se termine avec le calcul du débit de sortie total (équation ( 3-49 )). Elle équivaut à la somme des débits sortant par le drain de fond dans toutes les cellules et du débit se déversant du seuil le plus en aval de l'ouvrage, récolté par un drain près du puisard (hypothèse 8 du tableau 3.24). Ce drain devrait être dimensionné de telle sorte qu'il n'y ait aucune accumulation d'eau autour du puisard même pour les plus fortes pluies.

$$Q_{s.tot}(t_n) = \frac{H_{ac}^2(t_n) \cdot K_{PNr} \cdot l_{res.tp}}{2 \cdot (L_s + e_s)} + N_s \cdot C_{or} \cdot L_s \cdot \sqrt{g \cdot (h_{r.max} + H_{ac}(t_n) + d_{drain} - L_s \cdot m_{rue})} \quad (3-49)$$

Avec les calculs du tableau 3.28 complété, la valeur maximale de la hauteur d'eau au-dessus du seuil en amont de la dernière cellule est déterminé par :

$$h_{max.s} = \text{maximum entre } (\text{maximum des } H_{ac}(t_0 \dots t_n) - m_{rue} \cdot L_s) \text{ et } 0 \quad (3-50)$$

Cette hauteur n'est pas nécessairement la hauteur critique le long de l'ouvrage. Cependant, les hypothèses conservatrices faites durant toutes les étapes de calcul donnent un bon niveau de sécurité. Évidemment, ce constat doit être validé avec un montage expérimental. Par définition, le gradient hydraulique est le rapport entre la différence de charge hydraulique et la longueur parcourue par l'eau le long d'une ligne de courant (Bear, 2007). Ainsi, le gradient hydraulique entre les deux extrémités de la parabole de Dupuit a été calculé par :

$$i_s = \frac{h_{max.s} + m_{rue} \cdot L_s}{L_s + e_s} \quad (3-51)$$

Grâce à la relation empirique de la figure 3.16 dérivée des données de Cedergren, le coefficient de correction ( $C_k$ ) a été calculé comme suit :

$$\text{Si } i_s > 0,01, \quad \text{alors } C_k = 0.2864 \cdot i_s^{-0.2772}, \quad \text{sinon } C_k = 1 \quad (3-52)$$

Ce coefficient de correction étant le rapport entre la perméabilité réelle turbulente et la perméabilité laminaire de Darcy, la perméabilité réelle ( $K_{PNr}$ ) supposée plus tôt peut être transformé en une perméabilité équivalente de Darcy minimale requise ( $K_{PN.min}$ ) par :

$$K_{PN.min} = \frac{K_{PNr}}{C_k} \text{ arrondi à l'unité supérieur} \quad (3-53)$$

Si l'hypothèse de la valeur de  $K_{PNr}$  est juste, alors ce résultat doit correspondre à la mesure de perméabilité de Darcy du matériel granulaire. Autrement, la valeur de  $K_{PNr}$  doit être modifiée et les étapes itératives du tableau 3.28 recalculées. Dans le cas où la perméabilité ne peut pas être mesurée, il est possible de faire converger  $K_{PN.min}$  vers la valeur la plus conservatrice des perméabilités du tableau 3.27.

Finalement, pour donner une idée de la marge de manœuvre disponible, le ratio entre la hauteur d'eau maximale au-dessus d'un seuil et l'épaisseur de la couche trop-plein a été calculé pour chacune des pluies. Si ce ratio s'approche trop de l'unité, alors la pluie testée est probablement trop importante pour l'ouvrage de trop-plein.

La synthèse des calculs concernant le trop-plein passant par la pierre nette est montrée à la figure 3.18 à la page qui suit.

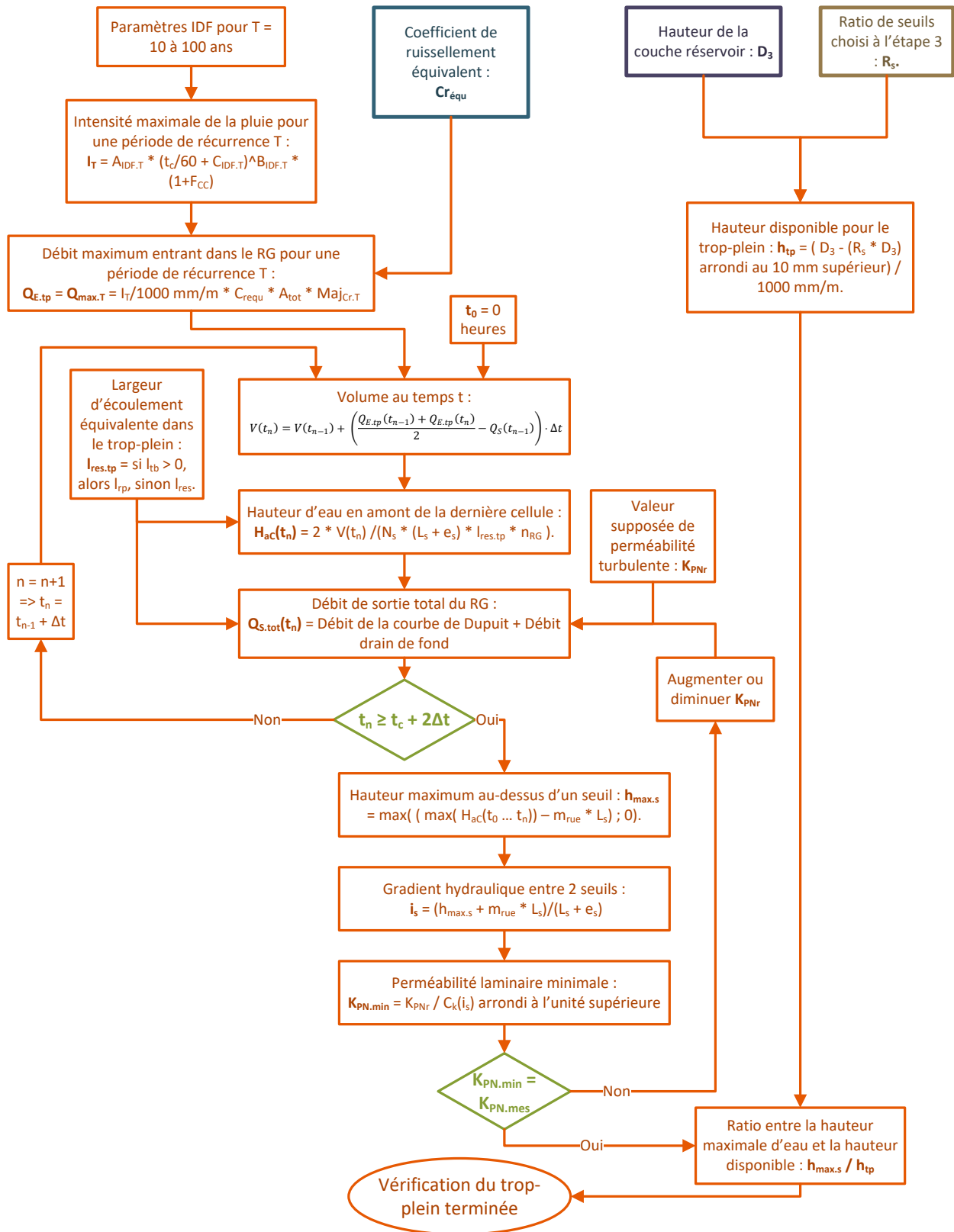


Figure 3.18 : Ordinogramme de la vérification du trop-plein au-dessus du réservoir

### 3.8 Synthèse des étapes de dimensionnement

Pour avoir une vue d'ensemble de tous les calculs présentés dans ce chapitre et pour comprendre l'interaction entre les principales étapes, la figure 3.19 montre un schéma de type ordinogramme. Celui-ci regroupe en quatre couleurs les quatre principales étapes de dimensionnement. En **mauve**, la première étape, décrite à la section 4.2.1, consiste à établir les épaisseurs structurales requises pour chaque matériau granulaire. Ensuite, en **bleu**, l'étape développée à la section 3.5 valide la possibilité de drainer complètement la pluie de conception par le revêtement perméable à l'aide d'un modèle hydrologique simplifié. La troisième étape, en **brun** sur la figure, est majoritairement hydraulique. En fait, le modèle hydrologique de l'étape précédente est récupéré en prenant une pluie de conception critique au point de vue du volume. Les calculs de cette étape, détaillés dans la section 4.2.3, déterminent la géométrie des cellules de rétention ainsi que la densité de perforations faite dans le drain au fond du réservoir. Finalement, l'étape représentée par des formes **orangées** a pour but de modéliser l'écoulement dans la couche de pierre nette au-dessus des seuils étanches lors de très grandes pluies.



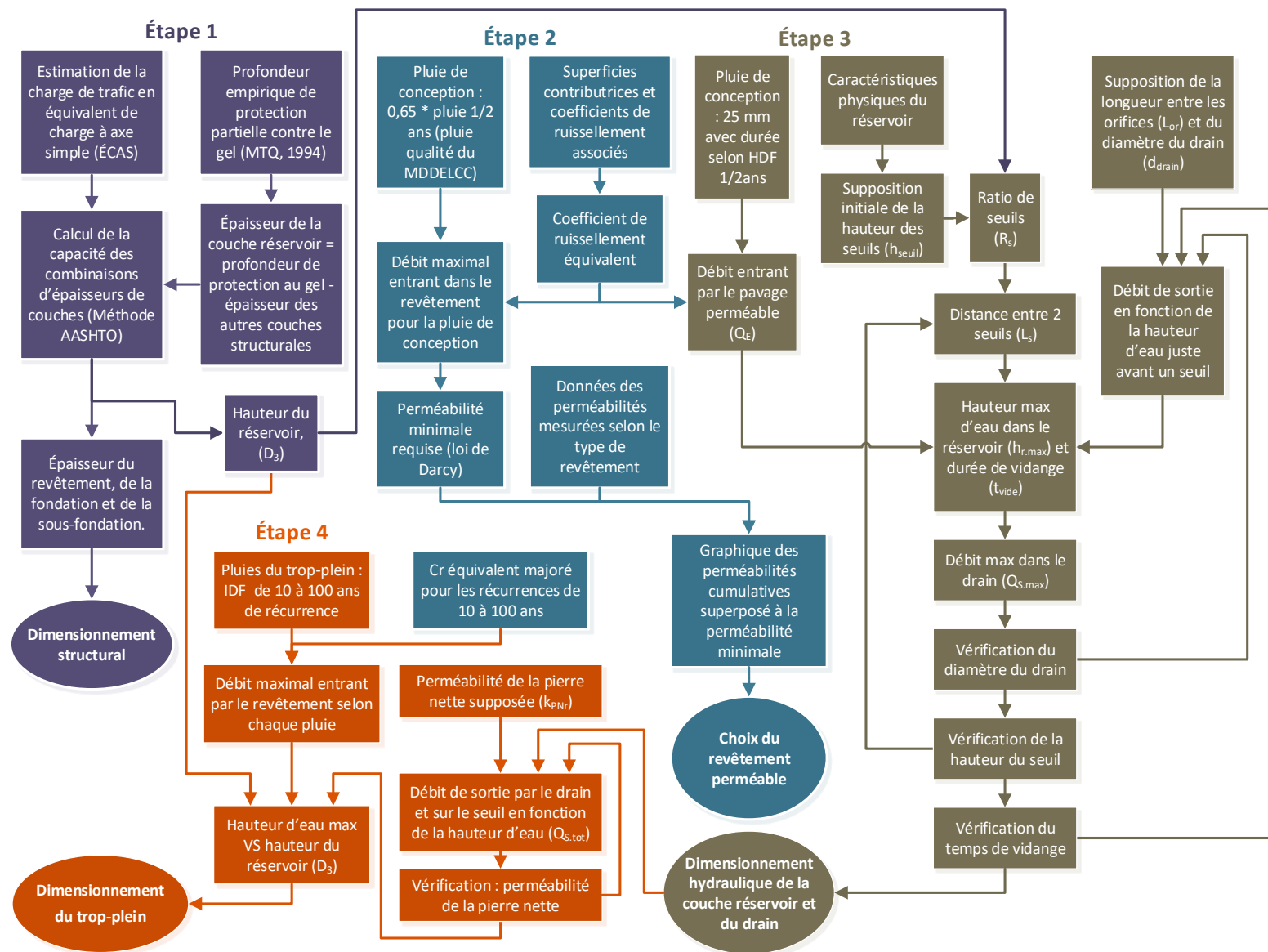


Figure 3.19 : Ordinogramme synthèse de la méthode de dimensionnement du concept proposé

## CHAPITRE 4 ÉTUDE DE CAS

Ce chapitre contient les résultats et les analyses découlant de l'application de la démarche décrite au chapitre 3 pour des cas venant d'un secteur de la Ville de Montréal.

### 4.1 Description de l'étude de cas

Pour tester l'applicabilité du concept proposé, un échantillon de sept tronçons de rues résidentielles locales réelles a été sélectionné dans un secteur densément urbanisé de Montréal. La contextualisation précise de ses données doit être maintenue confidentielle en vertu d'un accord avec la Ville de Montréal. De manière qualitative, la sélection a été opérée avec le souci d'avoir la plus grande différenciation possible entre les rues pour les pentes longitudinales et les largeurs mesurées.

Pour chaque scénario, les étapes ci-dessous ont été suivies pour l'acquisition des paramètres :

1. Choix d'un sous-bassin versant dans le modèle PCSWMM fourni par la ville.
2. Transcription de la largeur totale de la chaussée et du trottoir à partir des couches SIG (Système d'Information Géographique) fournies par la Ville de Montréal.
3. Mesure de la largeur non bétonnée des trottoirs de type boulevard (TRB) sur des orthophotographies<sup>11</sup> grâce au logiciel QGIS et à partir de Google Earth Pro®.
4. Estimation de la largeur équivalente des surfaces contribuant directement au ruissellement vers le trottoir. Par exemple, si la moitié des surfaces étaient orientée vers les bâtiments, la largeur équivalente correspondrait à la largeur mesurée sur les orthophotographies ou à partir de Google Earth Pro® entre le bâtiment et le trottoir divisé par deux.
5. Estimation de la longueur entre deux puisards par observation sur les orthophotographies, les images satellites de Google Earth® et des photos de Google Street View® pour repérer les structures en surface. Comme cette mesure est peu précise, les valeurs trouvées ont été arrondies au mètre près.

---

<sup>11</sup> Proviennent de la ©Communauté métropolitaine de Montréal, résolution : 10 cm/pixels, (CMM, 2009)

6. Calcul de la pente longitudinale avec les élévations en surface des nœuds du réseau d'égout (regards) et la longueur des conduites du modèle PCSWMM de la Ville de Montréal.

Le tableau 4.1 montre le résultat de la sélection choisie où les noms longs des scénarios correspondent au modèle suivant : [Type de trottoir][Largeur du trottoir]-Lp[Longueur entre 2 puisards]@[Pente longitudinale (%)]<sup>12</sup>.

Tableau 4.1 : Données brutes mesurées pour l'étude de cas

Nom du scénario	Largeur chaussée (m)	Largeur totale trottoir (m)	Largeur béton trottoir (m)	Largeur équivalente des cours avant (m)	Longueur entre 2 puisards (m)	Pente longitudinale de la ligne de centre
TRM1,8-Lp55@2,2%	11,098	1,8	1,8	3,4	55	0,0218
TRM1,66-Lp93@2,6%	10,772	1,66	1,66	0	93	0,0258
TRB4,46-Lp81@2,9%	11,175	4,456	1,66	7	81	0,0291
TRM1,75-Lp57@0,1%	8,987	1,747	1,747	1,5	57	0,0011
TRB5-Lp40@0,3%	9,026	5,015	1,6	3,3	40	0,0030
TRM1,48-Lp78@0,1%	12,105	1,479	1,479	2,75	78	0,0012
TRM1,87-Lp75@1,6%	13,231	1,868	1,868	4,6	75	0,0158

Les paramètres entrés dans la note de calcul définis à la figure 4.1 et retranscrits au tableau 4.3 proviennent du traitement des données mesurées du tableau 4.1.

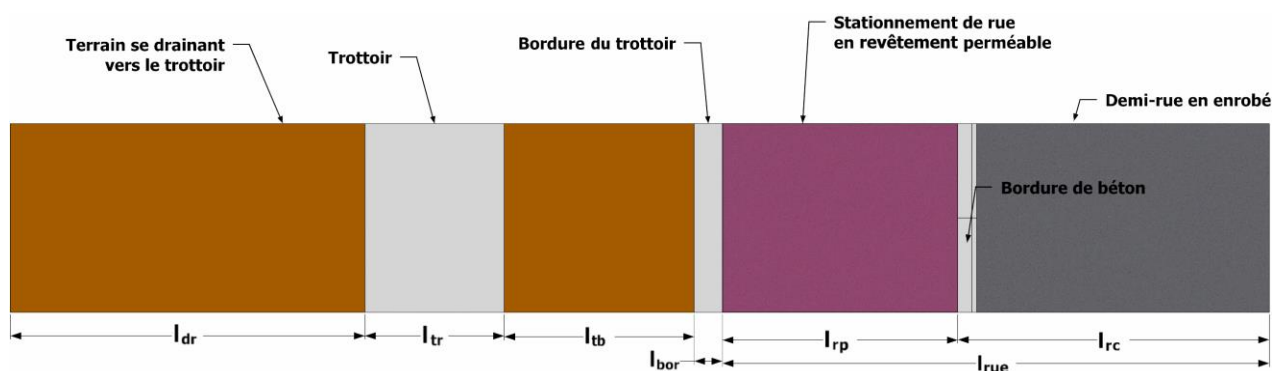


Figure 4.1 : Définition des largeurs pour une demi-rue

<sup>12</sup> Pour les figures et les tableaux qui suivent, le format abrégé : [Type de trottoir][Largeur du trottoir].

Premièrement, lorsque la pente mesurée au centre de la rue ne respectait pas le minimum de 0,5%, la longueur du sous-bassin versant entre deux puisards a été calculée par :

$$L_p = \min \left( L_{p.mes} - \frac{h_{br.max} - h_{br.min}}{m_{rue.min} + m_{rue.mes}}; \frac{h_{br.max} - h_{br.min}}{m_{rue.min} - m_{rue.mes}} \right) \quad (4-1)$$

Où :  $L_{p.mes}$  est la longueur mesurée entre deux puisards (tableau 4.1),  $h_{br.max}$  est la hauteur maximale de la bordure du trottoir (tableau 4.2),  $h_{br.min}$  est la hauteur minimale de la bordure du trottoir (tableau 4.2),  $m_{rue.min}$  est la pente longitudinale minimale de la rue en bordure du trottoir (tableau 4.2) et  $m_{rue.mes}$  est la pente longitudinale de la rue estimée au centre de la chaussée (tableau 4.1).

Tableau 4.2 : Valeurs utilisées pour calculer la longueur du sous-bassin versant à faible pente

Paramètre	Valeur	Source
$h_{br.max}$	0,2 m	(Brière, 2012, p. 351)
$h_{br.min}$	0,1 m	(Brière, 2012, p. 351)
$m_{rue.min}$	0,005 m/m	(Brière, 2012, p. 351)

Deuxièmement, la pente longitudinale du cours d'eau de la rue et du fond du réservoir ( $m_{rue}$ ) a toujours une valeur supérieure ou égale à 0,5%.

Tableau 4.3 : Paramètres entrés dans les équations de la démarche de dimensionnement

Paramètre	TRM 1,8	TRM 1,66	TRB 4,46	TRM 1,75	TRB 5,0	TRM 1,48	TRM 1,87
$L_p$ (m)	55	93	81	25,6	27,5	26,3	75
$l_{dr}$ (m)	3,4	0	7	1,5	3,3	2,75	4,6
$l_{tr}$ (m)	1,65	1,51	1,66	1,597	1,6	1,329	1,718
$l_{tb}$ (m)	0	0	2,646	0	3,265	0	0
$l_{rue}$ (m)	5,549	5,386	5,5875	4,4935	4,513	6,0525	6,6155
$m_{rue}$ (m/m)	0,0218	0,0258	0,0291	0,005	0,005	0,005	0,0158
$R_{tb}$	0	0	0,5	0	0,5	0	0
$R_{vol}$	0,6	0,6	0,5	0,6	0,5	0,6	0,6

Troisièmement, la largeur de bordure le long de la chaussée étant supposée à 0,15 m, le paramètre  $l_{tr}$  vaut la largeur bétonnée des trottoirs TRM retranchée de la largeur de la bordure ( $l_{bor}$ ). Dans le cas des trottoirs TRB, le paramètre  $l_{dr}$  est calculé à partir de la différence entre la largeur totale donnée par la ville et la largeur bétonnée du trottoir.

Quatrièmement,  $l_{rue}$  est obtenue en divisant par 2 la largeur totale de la chaussée, car le sous-bassin versant étudié débute à la ligne de centre de la rue.

En outre, les différents ratios géométriques ont été supposés comme suit pour l'étude de cas :

1.  $R_{tb}$  est nulle lorsque la distance entre la bordure en béton et le trottoir est nulle. Autrement, pour tenir compte de tous les obstacles telles les fosses d'arbres et les structures souterraines, une valeur conservatrice de 50% est supposée.
2. Pour tous les scénarios, la partie du réservoir directement sous le trottoir bétonné est supposée sans obstacle. Cela implique une valeur de 1 pour  $R_{tr}$ .
3. Par défaut,  $R_{vol}$  a été supposé à la moyenne de la plage suggérée au chapitre 3, à défaut d'un critère économique pour préciser cette valeur. Néanmoins, les cas des TRB sont spéciaux, car, en minimisant ce ratio, la hauteur d'eau dans le trop-plein souterrain est moins critique.

Finalement, la figure 4.2, où les pentes  $m_{rue}$  sont en ordre croissant, illustre à quel point l'échantillon de rues choisies est varié.

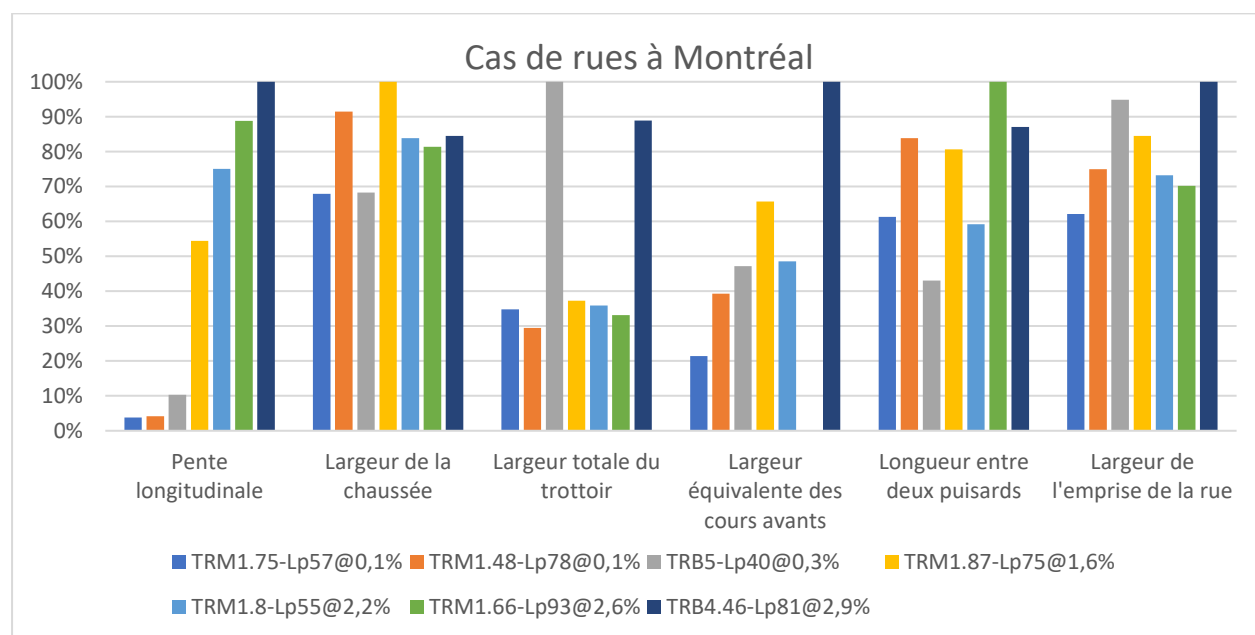


Figure 4.2 : Paramètres normalisés pour sept cas de rue résidentielle locale à Montréal

## 4.2 Application de la note de calcul

La section précédente ayant détaillé les valeurs des paramètres variables d'une rue à l'autre pour sept scénarios, tous les éléments requis sont maintenant connus pour l'application complète de la démarche de calcul présentée au chapitre 3.

### 4.2.1 Structure de la chaussée perméable

Pour la première étape, aucune donnée spécifique à l'emplacement de chaque scénario n'a été utilisée. En fait, ces calculs ont été effectués à partir des hypothèses conservatrices expliquées au chapitre 3 qui concernent la zone étudiée de la Ville de Montréal.

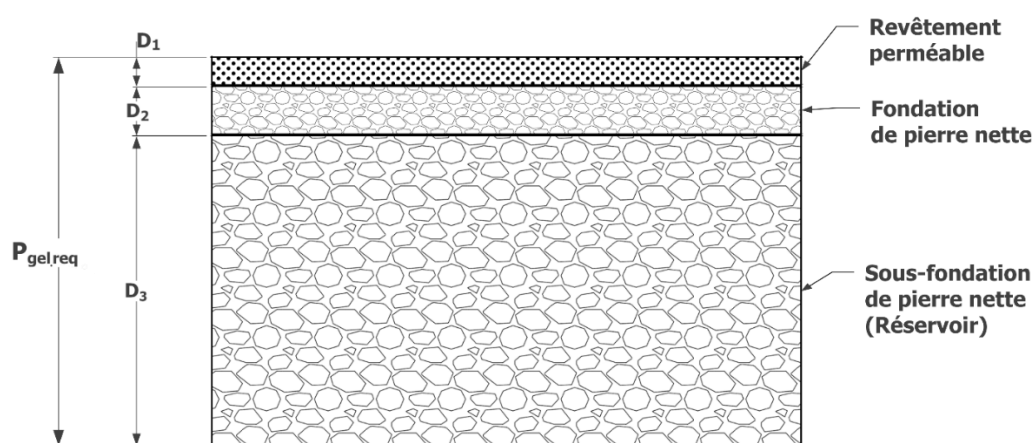


Figure 4.3 : Coupe de la structure de chaussée perméable

Pour les trois matériaux poreux les plus couramment utilisés pour la construction du revêtement perméable, le tableau 4.4 donne l'épaisseur de chaque couche représentée sur la figure 4.3.

Tableau 4.4 : Épaisseurs des couches pour les trois revêtements

Nom de couche	Symbole	PPAB	EBP	Béton poreux	Unité
Revêtement perméable	D <sub>1</sub>	130	50	180	mm
Fondation granulaire de pierre nette	D <sub>2</sub>	0	50	0	mm
Sous-fondation (réservoir) de pierre nette	D <sub>3</sub>	660	690	610	mm

Pour les étapes de dimensionnement qui suivent, la valeur la plus défavorable de D<sub>3</sub> a été choisie en émettant l'hypothèse d'un revêtement constitué de béton poreux. Grâce aux résultats de la section qui suit, le choix du matériau de revêtement a été basé sur un critère hydrologique.

### 4.2.2 Perméabilité de la chaussée poreuse

La seconde étape de dimensionnement consiste à étudier l'hydrologie de chaque site par la méthode rationnelle pour ensuite vérifier, à l'aide de la loi de Darcy, si un revêtement poreux est suffisamment perméable. Pour comparer les scénarios entre eux, la valeur du paramètre  $l_{rp}$  a été fixée à 2,5 mètres. Cela correspond à la largeur standard d'une voie de stationnement sur rue (Bellefleur, 2014). Les paramètres de l'équation de la méthode rationnelle variant selon le scénario sont montrés au tableau 4.5. Comme tous les sites choisis se situent à Montréal, l'intensité calculée avec l'équation (3-10) (courbe IDF) vaut **95,8** mm/h. Finalement, à partir du débit d'infiltration maximal ( $Q_{i,max}$ ), la perméabilité minimale requise ( $k_{rp,min}$ ) pour chaque scénario a été calculée et montrée au tableau 4.5. Ces résultats seront comparés avec les valeurs mesurées sur les revêtements à la section 4.3.2.

Tableau 4.5 : Résultats des calculs menant à la vérification de la perméabilité du revêtement

Variable	TRM 1,8	TRM 1,66	TRB 4,46	TRM 1,75	TRB 5,0	TRM 1,48	TRM 1,87
$A_{tot}$ (m <sup>2</sup> )	591,2	655,3	1380,5	198,2	352,8	270,4	981,3
$C_{requ}$	0,714	0,952	0,573	0,807	0,644	0,751	0,688
$Q_{i,max}$ (m <sup>3</sup> /h)	40,5	59,8	75,8	15,3	21,8	19,5	64,6
$k_{rp,min}$ (mm/h)	300	260	380	240	320	300	350

### 4.2.3 Dimensionnement du réservoir granulaire

La troisième grande étape de dimensionnement est cruciale, car elle a permis de connaître la géométrie nécessaire du réservoir granulaire qui occupe l'espace sous le trottoir et la voie de stationnement. Pour l'ensemble des rues testées, la durée de la pluie de conception du RG est de **1,54** heure, car c'est la même pluie de conception pour toutes les rues. Aussi, la valeur du diamètre du drain de fond a convergé à **150** millimètres pour tous les cas.

Les deux premières variables du tableau 4.6 ont été les seules inconnues géométriques de l'unité de réservoir granulaire représentée à la figure 4.4. Pour les ratios de seuils ( $h_s / D_3$ ), la valeur ayant convergé lors du calcul a toujours été sensiblement plus grande que la valeur minimale suggérée au chapitre 3. Ainsi, la valeur de  $h_s$  a été minimisée pour les critères de dimensionnement de cette étude. De plus, la longueur entre deux seuils ( $L_s$ ) est fortement influencée par la pente longitudinale

de la rue. Pour les scénarios dont la pente  $m_{\text{rue.mes}}$  a été inférieure à 0,5%,  $L_s$  a pris la valeur de  $L_p$  pour le petit échantillon testé.

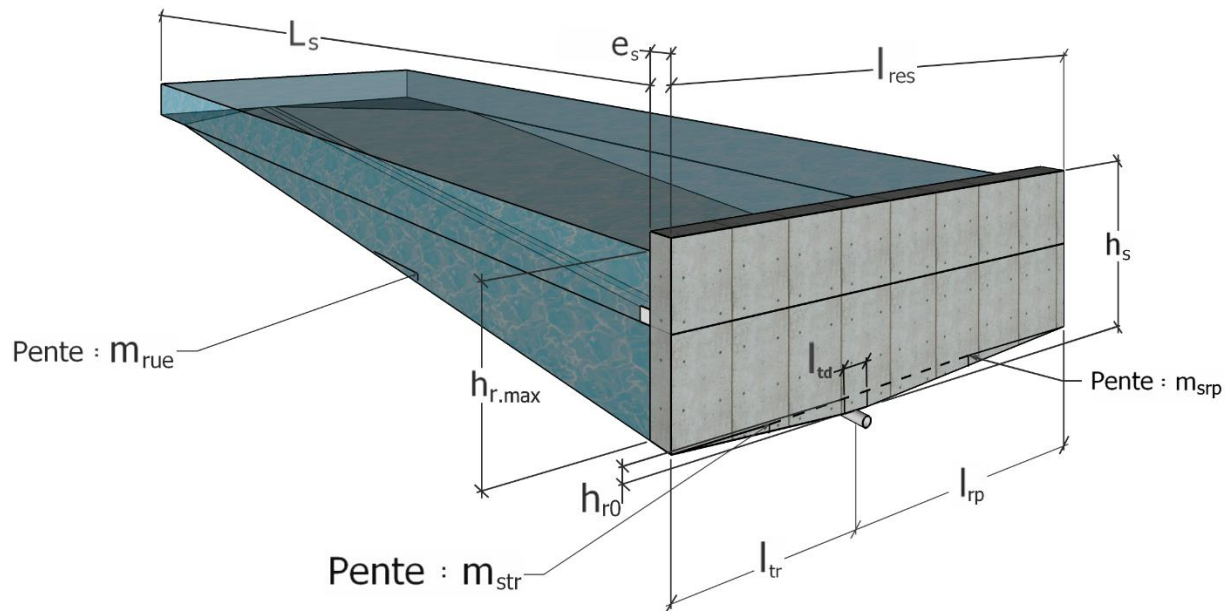


Figure 4.4 : Identification des variables géométriques d'une cellule du réservoir granulaire

Tableau 4.6 : Résultats de calcul du dimensionnement du réservoir granulaire et de son drain

Variable	TRM 1,8	TRM 1,66	TRB 4,46	TRM 1,75	TRB 5,0	TRM 1,48	TRM 1,87
$h_s / D_3$ (%)	39	37	44	32	32	38	45
$L_s$ (m)	7,6	6,4	7,9	25,4	27,3	26,1	12,3
$V_{\text{remp}} / V_{\text{tot}}$ (%)	65,1	63,5	57,4	67,5	65,1	71,9	64,7
$V_{\text{en.max}}$ (m <sup>3</sup> )	1,78	1,32	2,33	4,72	6,70	5,99	3,32
$Q_E$ (m <sup>3</sup> /h)	1,15	0,85	1,51	3,06	4,34	3,88	2,15
$L_{\text{or}}$ (m)	1,86	2,02	1,30	2,34	1,78	2,06	1,58
$h_{r0}$ (mm)	23,8	23,8	28,6	23,8	31,1	23,8	23,8
$h_{r.\text{max}}$ (mm)	240	226	266	192	194	233	273
$V_{\text{res.max}}$ (m <sup>3</sup> )	1,68	1,44	2,13	0,89	0,92	1,57	2,24
$t_{\text{vide}}$ (h)	24,0	23,8	23,4	23,9	23,7	23,8	23,5

Dans le cas du ratio  $R_{\text{vol}}$  ( $V_{\text{remp}} / V_{\text{tot}}$ ), la valeur calculée (tableau 4.6) s'écarte visiblement toujours de la valeur posée comme paramètre. En effet, la valeur de  $L_s$  ayant été choisie pour que le nombre



de RG dans une longueur  $L_p$  soit entier, il est normal que les seuils choisis soient plus resserrés que le minimum imposé par  $R_{vol}$ . Les autres variables montrées au tableau 4.6 sont essentielles pour comprendre le dimensionnement hydraulique du RG. Celles-ci seront analysées à la section 4.3.3 qui suit. Pour rappel, les hauteurs d'eau ont été mesurées par rapport à la couronne du drain de fond à la portion la plus en aval d'une cellule de RG.

Les durées de vidange ( $t_{vide}$ ) ont toutes été inférieures ou égales à 24 h, soit le temps d'évacuation maximal ciblé. La différence entre les scénarios s'explique par la position des perforations du drain de fond qui doivent être percées dans le creux entre deux ondulations.

#### 4.2.4 Trop-plein sous la chaussée

La perméabilité à saturation en écoulement laminaire mesurée de la pierre nette ( $K_{PN,mes}$ ) étant très variable et incertaine, le minimum des valeurs présentées au chapitre 3 (Tableau 3.27) a été utilisé pour déterminer le critère de convergence de la perméabilité. Pour tous les scénarios, cette cible a été fixée à 450 m/h. Ainsi, les valeurs de  $K_{PNr}$  du tableau 4.7 ont été obtenues par essais successifs jusqu'à ce que la perméabilité équivalente laminaire converge vers 450 m/h. De plus, tous les résultats présentés au tableau 4.7 sont issus d'une pluie de conception dont la période de récurrence a été de 100 ans en tenant compte d'une majoration pour les changements climatiques dans le sud du Québec.

Tableau 4.7 : Résultats pour le trop-plein souterrain soumis à une pluie de récurrence 1/100 ans

Variable	TRM 1,8	TRM 1,66	TRB 4,46	TRM 1,75	TRB 5,0	TRM 1,48	TRM 1,87
$K_{PNr}$ (m/h)	329	323	270	450	397	449	359
$Q_{E,tp}$ (m <sup>3</sup> /h)	131	193	245	49,5	70,3	62,8	209
$h_{tp}$ (mm)	370	380	340	410	410	370	330
$h_{max,s}$ (mm)	100	77	331	93	337	160	115
$i_s$ (m/m)	0,034	0,036	0,069	0,009	0,017	0,011	0,025
$C_k$	0,732	0,717	0,601	1,000	0,883	0,999	0,799

Parmi les sept scénarios, le TRM1,75 et le TRM 1,48 montrent un gradient hydraulique entre les seuils ( $i_s$ ) assez faible pour que l'écoulement soit considéré comme laminaire (Cedergren, 1977).

## 4.3 Analyse et discussion des résultats

Dans cette section, les résultats de l'étude des cas pour les quatre grandes étapes de la démarche de dimensionnement sont analysés. De surcroît, pour le dimensionnement hydraulique du RG, une analyse de l'écart des équations proposées par rapport à une résolution numérique est présentée.

### 4.3.1 Structure de la chaussée perméable

Avec les hypothèses utilisées pour une voie de stationnement dans la conception de la structure de chaussée,  $W_{18, \text{trafic}}$  vaut environ 6500 ÉCAS. Dans le cas du PPAB, à partir de tests récents conduits aux États-Unis d'Amérique (Jones, D. J. L., Hui; Wu, Rongzong; T. Harvey, John; R. Smith, David, 2016), l'épaisseur minimale de sous-fondation pour un trafic de 50 000 ÉCAS doit être de 150 millimètres. Comme le critère de protection partielle au gel implique une grande profondeur de fondation, cette épaisseur minimum est largement dépassée par la conception proposée. Ainsi, ces résultats impliquent l'atteinte du deuxième objectif spécifique de ce travail énoncé à la section 1.3.

Comme le dimensionnement calculé dans la démarche proposée est probablement très conservateur, l'épaisseur de la couche réservoir ainsi déterminée a été sous-estimée. Cette variable impacte directement les résultats présentés aux sections 4.3.3 et 4.3.5.

### 4.3.2 Perméabilité du revêtement perméable

Comme expliqué au chapitre précédent, la comparaison entre les perméabilités requises et les perméabilités mesurées se concrétise grâce à un graphique de fréquence cumulée pour les trois matériaux pris séparément. Les points affichés à la figure 4.5 proviennent de la littérature en tentant de couvrir le plus possible les différents contextes de mesure (liste complète des sources à l'Annexe B). En effet, ces valeurs s'appliquent à des matériaux neufs, des matériaux colmatés, des matériaux ayant plusieurs années d'utilisation, des localisations variées sur un site, des endroits au climat hivernal, etc. Toutefois, l'exhaustivité et la représentativité statistique des valeurs sélectionnées n'ont pas été vérifiées dans le cadre de cette étude. Enfin, la plupart de ces essais ont utilisé une méthode de mesure qui sous-estime la perméabilité pour les revêtements les plus poreux (West, Kaye, Putman, & Clark, 2016).

La figure 4.5 montre les valeurs maximales (380 mm/h) et minimales (240 mm/h), pour chaque scénario, des perméabilités requises superposées aux données mesurées. Pour le scénario requérant la plus grande perméabilité, cet outil d'aide à la décision montre qu'il y a environ 20% de l'échantillon des PPAB qui n'ont pas une perméabilité suffisante. En revanche, pour le béton

poreux, seulement 4% des valeurs colligées sont insuffisantes. Comme l'échantillon inclut plusieurs mesures sur des revêtements très colmatés, ces résultats semblent plutôt satisfaisants.

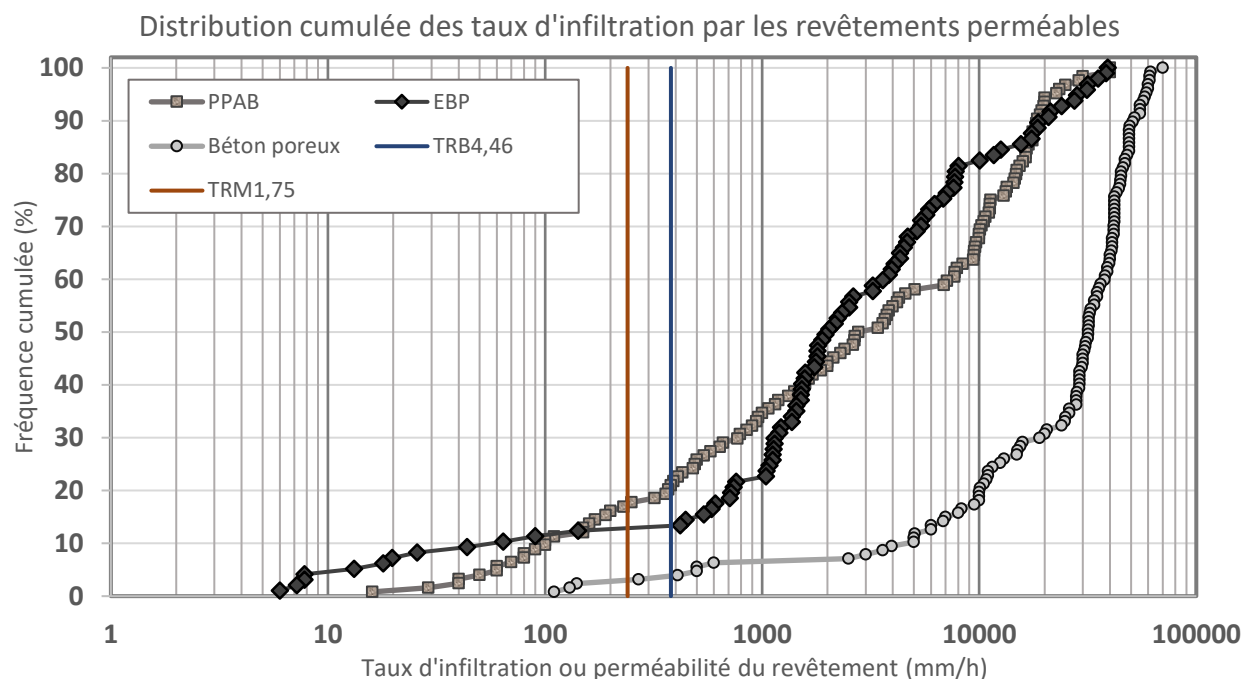


Figure 4.5 : Superposition des cas maximum (**bleu**) et minimum (**orangé**) de perméabilité requise avec les données récoltées pour trois matériaux.

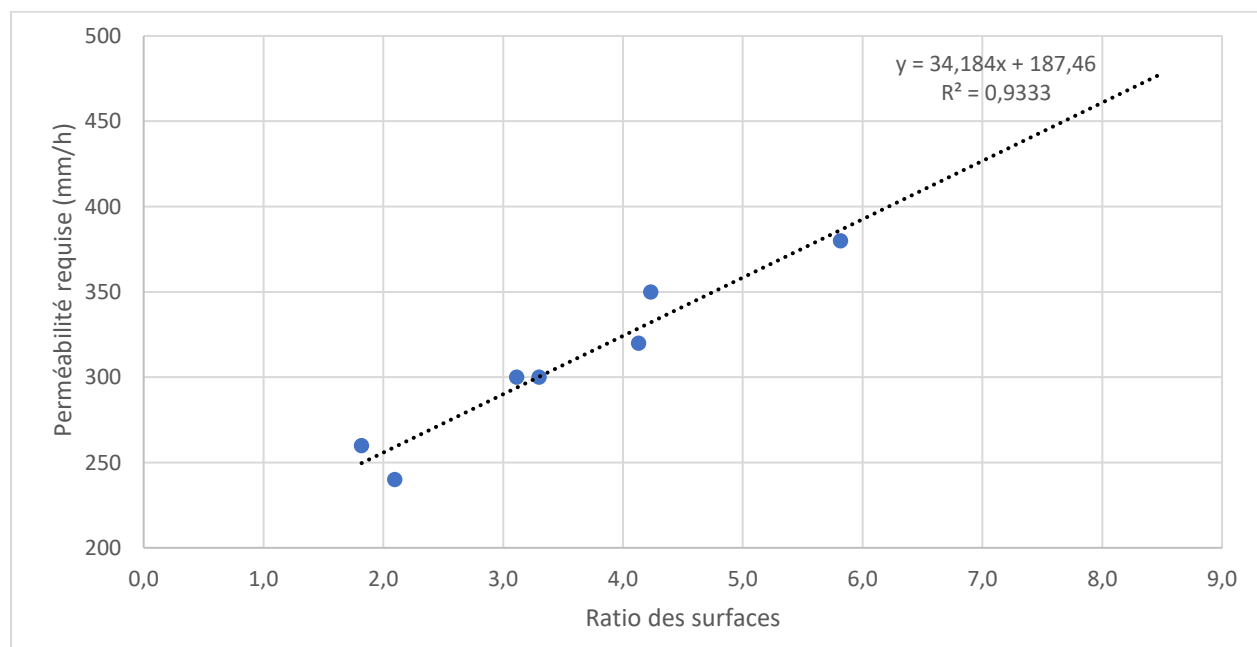


Figure 4.6 : Relation entre le ratio des surfaces alimentant le revêtement perméable sur la surface du revêtement perméable et la perméabilité minimale requise

La forte corrélation observée à la figure 4.6 permet de déduire le ratio maximal des surfaces permis en fonction d'une cible maximale de pourcentage de perméabilités mesurées insuffisantes lu sur la figure 4.5. Par exemple, si pour un revêtement de type PPAB la cible maximale des perméabilités insuffisantes est fixée à 25%, alors la perméabilité requise pour le sous-bassin versant ne peut pas dépasser 490 mm/h. Ainsi, en prolongeant la droite de régression de la figure 4.6, le ratio maximal des surfaces est d'environ 8,5. Cela signifie que la superficie drainée par une voie de stationnement perméable serait plus de 8 fois plus grande que la superficie occupée par cette voie. Ce grand ratio peut s'avérer problématique à long terme, car le colmatage du revêtement perméable pourrait être accéléré. Ainsi, il est difficile d'établir un critère de conception à partir de l'approche ci-dessus.

Les analyses de cette section répondent à une partie du premier objectif spécifique du projet énoncé à la section 1.3. En effet, la capacité du revêtement perméable à capter la totalité de la pluie de conception y est montrée.

### 4.3.3 Dimensionnement du réservoir granulaire

L'analyse qui suit s'applique à une pluie de conception dont la hauteur correspond au 90<sup>e</sup> percentile des pluies annuelles. La démarche décrite à la section 3.6.4 du chapitre 3 a permis de calculer la hauteur d'eau maximale dans le RG engendrée par cette pluie. Le cas échéant, la hauteur des seuils retenant cette eau a été fixée pour être plus grande cette hauteur d'eau maximale pour répondre à l'objectif spécifique 1 du projet de recherche.

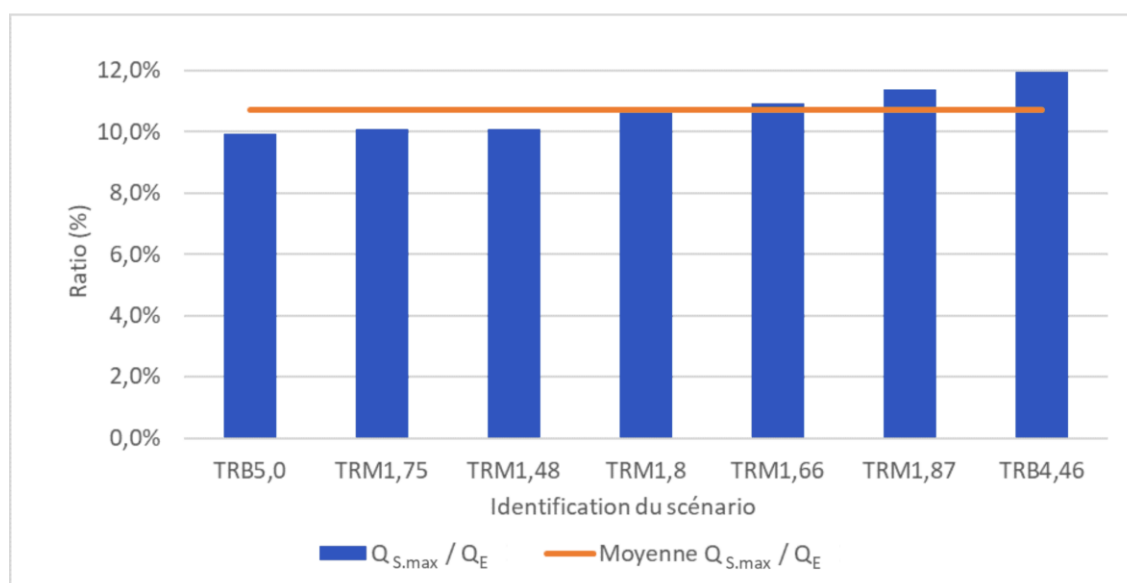


Figure 4.7 : Fluctuation du ratio entre le débit de sortie maximal vers le puisard et le débit entrant dans l'ouvrage selon les scénarios

Pour comparer les scénarios dont les paramètres d'entrées sont très différents, plusieurs ratios de quantités physiques ont été établis. En premier lieu, la performance de rétention de l'ouvrage pour l'événement de pluie de conception est évaluée avec le ratio du débit entrant dans l'ouvrage sur le débit maximum sortant par le drain de fond.

La figure 4.7 montre que ce ratio pour tous les scénarios est près de la moyenne. Celle-ci vaut 10,7%. Ainsi, les conditions géométriques d'un site ont peu d'influence sur la réduction de débit du point de vue de l'égout drainant la rue.

Tableau 4.8 : Ratios d'analyse de l'hydraulique du RG

<b>Ratio</b>	<b>TRM 1,8</b>	<b>TRM 1,66</b>	<b>TRB 4,46</b>	<b>TRM 1,75</b>	<b>TRB 5,0</b>	<b>TRM 1,48</b>	<b>TRM 1,87</b>
$V_0 / V_{\max} (\%)$	0,43	0,49	0,41	0,70	1,05	0,54	0,32
$(V_{\text{res.max}} - V_0) / V_{\text{en.max}} (\%)$	91,2	90,9	89,8	91,7	91,7	92,2	90,7
$Q_{\text{puis}} / Q_{\text{P.drain}}$	0,20	0,28	0,37	0,15	0,21	0,19	0,40
$L_{\text{or.calc}} / L_s (\%)$	24,5	31,6	16,6	9,2	6,5	7,9	12,9

Avec des pentes transversales du fond du RG de 1%, le volume négligé initialement dépasse à peine 1% du maximum calculé pour les valeurs présentées au tableau 4.8. De la sorte, l'hypothèse d'un volume non nul au début de la simulation du RG n'implique pas une grande erreur. De plus, ce chiffre ne tient pas compte de la sous-estimation de volume causée par la formule analytique employée.

Le deuxième ratio du tableau 4.8 indique la proportion de volume de pluie qui a été retenue jusqu'à la fin de la pluie. Ce ratio varie très peu d'un scénario à l'autre, soit de 89,8% à 92,2%. Cela représente une différence de 2,4%. Ainsi, les caractéristiques du RG et du drain de fond ne semblent pas influencer grandement sur la proportion de volume retenue. Naturellement, la hauteur de pluie de conception devrait modifier beaucoup ce résultat.

Les valeurs du ratio entre le débit circulant dans le drain de fond à sa connexion avec le puisard et la capacité maximale de la conduite de drainage sont toutes inférieures à 0,5. Par conséquent, l'hypothèse 1 du tableau 3.18 a été vérifiée pour tous les scénarios. Cependant, plus ce ratio est faible, plus le débit sortant par le drain est sous-estimé. Ainsi, le ratio de débit valant 0,15 du

scénario TRM1,75, implique que le temps de vidange réel du RG sera sensiblement inférieur aux 23,9 heures vues au tableau 4.6.

Pour le dernier ratio ( $L_{or} / L_s$ ) du tableau 4.8, une valeur trop grande pourrait être problématique, car cela amenuise la validité de l'hypothèse 4 du tableau 3.18. En effet, moins il y a d'ondulations perforées entre deux seuils, moins la variation de débit risque d'être continu comme supposé pour établir les équations de débit en fonction de  $h_r$ . Des expériences en laboratoire pourraient établir avec certitude la limite pour ce ratio. L'impact de ce ratio dépend aussi de la pente du RG.

#### 4.3.4 Analyse de l'écart du modèle du réservoir

Pour apprécier pleinement la portée des résultats de la section précédente, la résolution du modèle de remplissage et de vidange du réservoir par des équations approximatives a été comparée à la résolution du même modèle par une méthode numérique. Comme spécifié au chapitre 3, la méthode numérique de Runge-Kutta d'ordre 4 a été employée pour résoudre la fonction  $h_r(t)$ . Pour cette étude, le pas de temps de la partie ascendante a correspondu à  $d_{pluie}$  sur 10000 et le pas de temps pour la partie décroissante de la fonction s'est calculé en divisant par 10000 la valeur de  $t_{vide}$  estimée par l'équation analytique numéro ( 3-38 ).

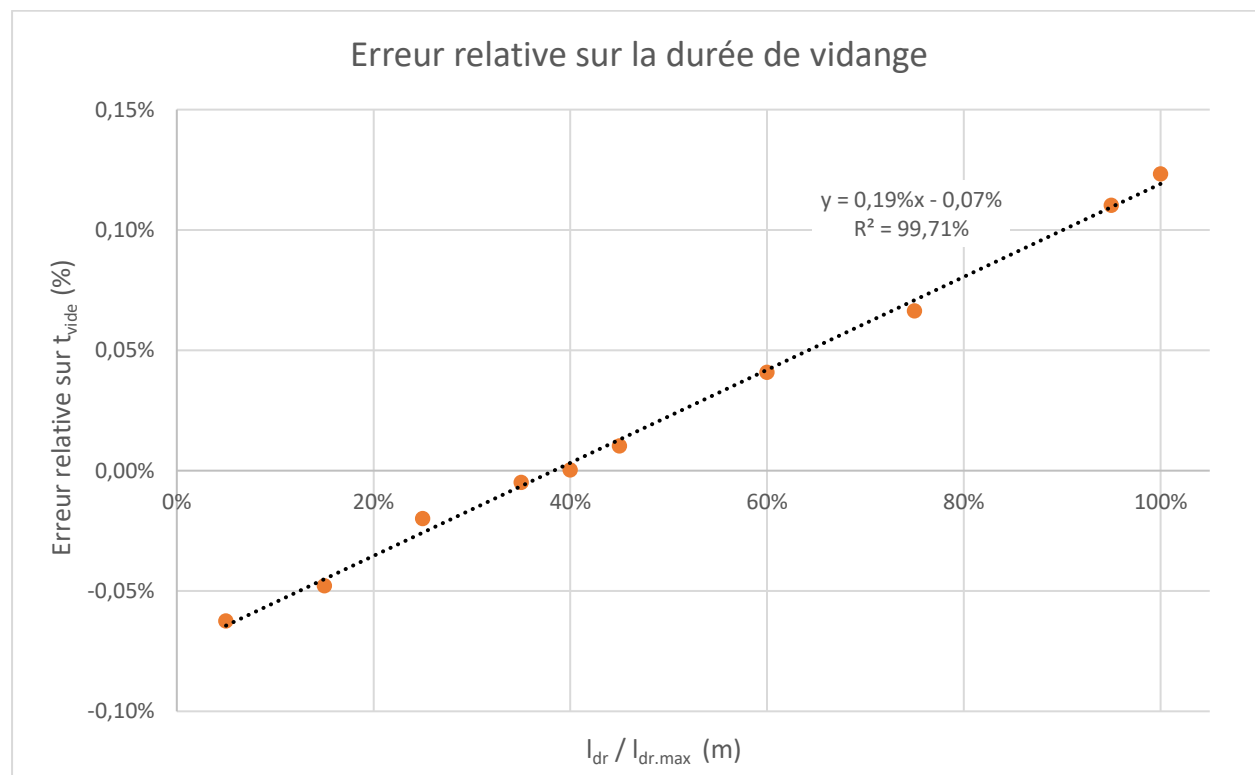


Figure 4.8 : Variation de l'écart relatif de  $t_{vide}$  lorsque seulement  $l_{dr}$  varie.

Les deux variables d'intérêts obtenues avec ce modèle sont  $h_{r,max}$  et  $t_{vide}$ . Comme les équations permettant de calculer  $t_{vide}$  à partir de  $h_{r,max}$  sont des solutions exactes aux équations différentielles modélisant le réservoir, l'analyse de l'écart de  $h_{r,max}$  a été implicitement incluse dans l'analyse de l'écart sur  $t_{vide}$ . Par conséquent, seul l'écart relatif de  $t_{vide}$  a été analysé dans cette section.

La première variable étudiée, expliquant bien l'écart relatif de  $t_{vide}$ , est la largeur de terrain entre les bâtiments et le trottoir ( $l_{dr}$ ). Pour normaliser l'échelle horizontale de la figure 4.8, le maximum pour  $l_{dr}$  a été fixé à 10 mètres. En zone très densément urbanisée, la taille des cours avant des résidences est souvent beaucoup plus petite. Aussi, au-delà de cette valeur, l'écart redevient négatif, car la configuration géométrique minimale du RG pour le cas fictif utilisé change brusquement. La linéarité de la régression montrée à la figure 4.8 s'explique parce que  $l_{dr}$  a une influence seulement sur  $Q_E$  qui se calcul par la méthode rationnelle (équation linéaire). En effet, dans le modèle de remplissage du RG, la différence entre  $Q_E$  et la moyenne de  $Q_S$  implique qu'un écart pratiquement constant de  $Q_S$  n'a plus la même importance relative. Dit autrement, si  $Q_E$  double, alors l'écart sur  $Q_S$  est invariable pourvu que la géométrie du RG ne soit pas affectée.

Somme toute, la valeur absolue de l'écart relatif de  $t_{vide}$ , expliqué par  $l_{dr}$ , est de seulement 0,12%. D'autres variables doivent sûrement expliquer un plus grand écart entre la solution analytique approximative et la solution numérique.

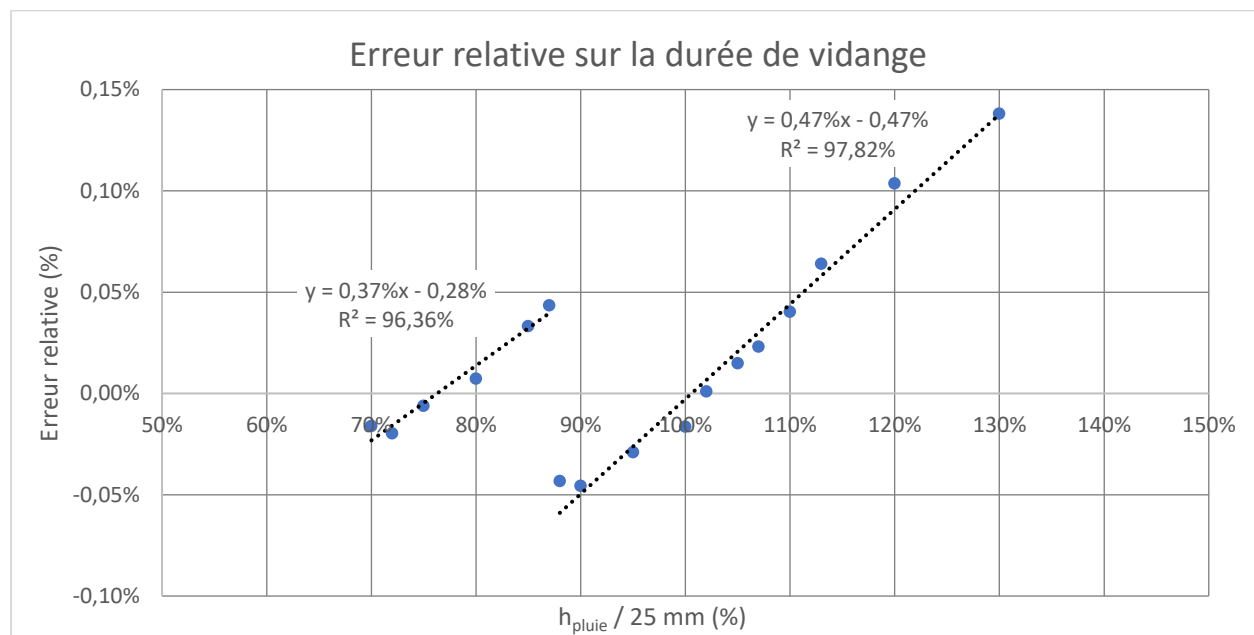


Figure 4.9 : Évolution de l'écart du modèle analytique selon le ratio de hauteur de pluie sur la hauteur de pluie de conception du MDDELCC

Pour la seconde variable étudiée, l'évolution de l'écart s'explique plus simplement. Comme  $d_{\text{pluie}}$  dépend d'une courbe HDF, une augmentation de  $h_{\text{pluie}}$  au-dessus de 25 mm augmente l'importance de l'écart causé par l'approximation du débit de sortie durant le remplissage du RG. Ultimement, si la durée de la pluie est très faible, le débit de sortie (et son écart) devient négligeable.

La figure 4.9 montre une bonne corrélation linéaire entre la normalisation de  $h_{\text{pluie}}$  et l'écart relatif de  $t_{\text{vide}}$ . Aussi, cette figure montre qu'un fort accroissement de la pluie de conception par rapport à la valeur de base n'accroît que faiblement l'écart. La discontinuité visible à environ 87% sur le graphique s'explique par le changement du nombre de seuils nécessaires pour contenir la pluie de conception en fonction de tous les autres paramètres de conception. En outre, plus l'événement de pluie de conception est intense, plus la durée de remplissage et l'écart sur le calcul de  $h_{r,\text{max}}$  sont faibles.

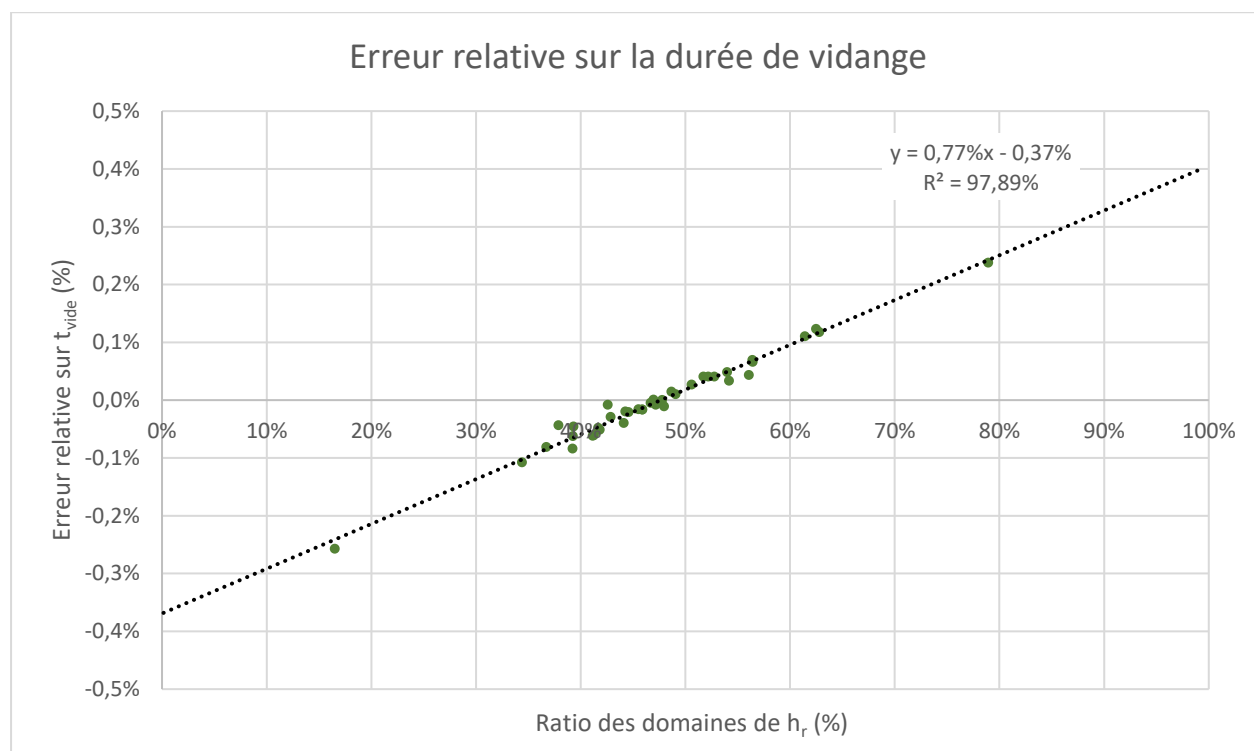


Figure 4.10 : Variation de l'écart relatif de  $t_{\text{vide}}$  en fonction du ratio des domaines de  $h_r$

La dernière variable identifiée pour expliquer l'écart relatif de  $t_{\text{vide}}$  est le ratio des deux domaines de  $h_r$  pour le calcul du volume et du débit. Ce ratio correspond à  $h_1/h_2$  sur la figure 4.11. Au numérateur, la hauteur d'eau correspond à la différence entre  $h_{r,\text{max}}$  et  $m_{\text{rue}} \cdot L_s$  (valeur de  $h_r$  lorsque l'eau occupe la pleine longueur entre deux seuils). Pour le dénominateur du ratio,  $m_{\text{rue}} \cdot L_s$  détermine



la hauteur d'eau à la partie la plus en aval du RG. La figure 4.10 a été construite à partir de l'étude de cas et de tous les points fictifs générés pour une hauteur de pluie maintenue à 25 mm.

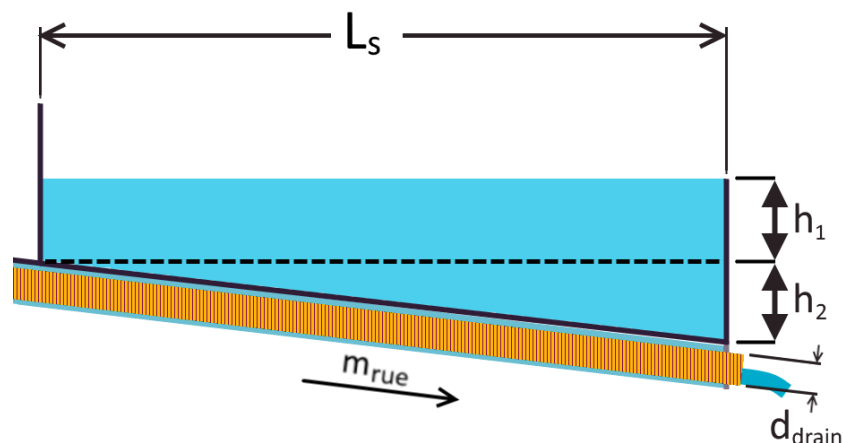


Figure 4.11 : Coupe longitudinale du RG montrant le ratio des domaines de  $h_r$

Pour bien voir le rôle du ratio des domaines de  $h_r$ , la courbe de la fonction de  $h_r(t)$  a été tracée en pointillés bleus sur la figure 4.12 pour le scénario TRM1,8. En outre, les points issus de l'approximation analytique ont été superposés sur cette même figure sous forme de losanges. Sur cette même figure, il est possible de voir la hauteur d'eau initiale dans le réservoir ( $h_{r0}$ ).

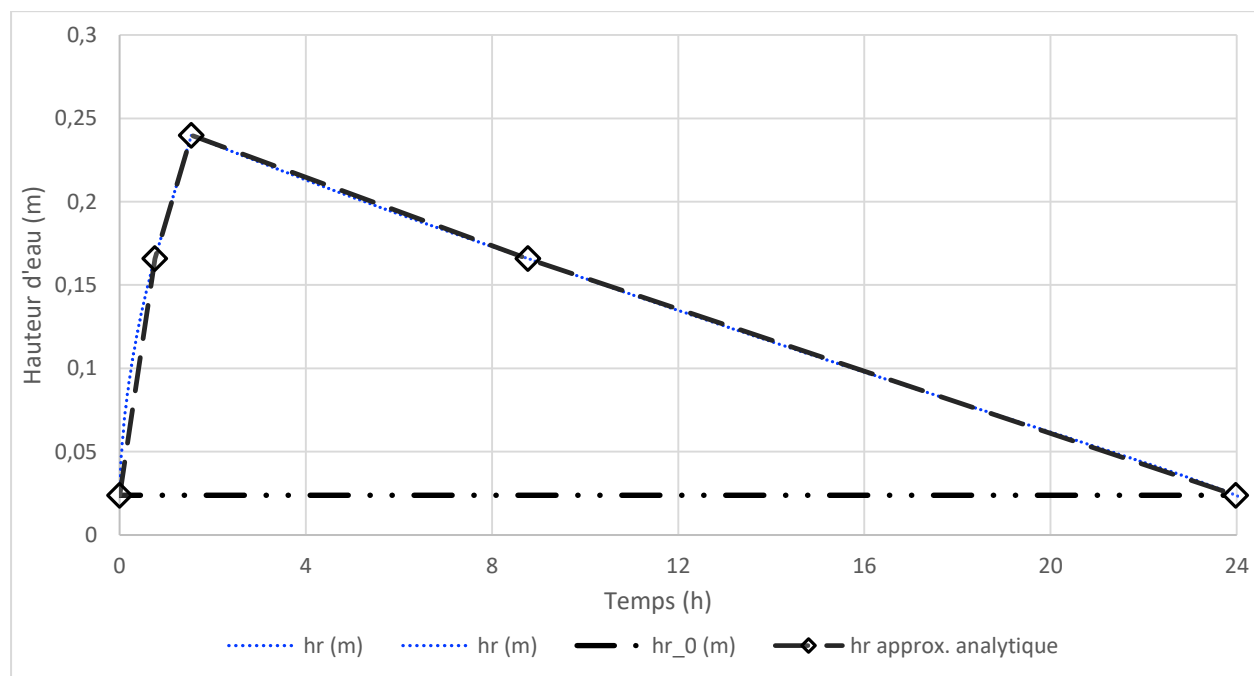


Figure 4.12 : Hauteur d'eau en fonction du temps entre deux seuils pour le scénario TRM1,8

Le deuxième et le quatrième point de la solution approximative correspondent à  $h_r = m_{rue} * L_s$ . À ces points, la formulation des équations pour résoudre  $h_r(t)$  change (voir Chapitre 3). Les deux premières équations approximent  $h_r(t)$  par  $\alpha * (m_{rue} * L_s)$ , où  $\alpha$  est une constante d'ajustement, dans  $Q_s(h_r)$  (débit sortant par le drain de fond en fonction la hauteur d'eau). Par conséquent, si la proportion du domaine de  $h_r$  couvert par les deux équations change, l'écart varie aussi. En effet, l'ajustement des constantes pour la première et la deuxième équation se fait certes pour une pluie de conception spécifique de 25 mm, mais aussi pour une configuration géométrique visant à utiliser au mieux l'espace disponible dans la pierre nette.

Le paramètre de conception qui est le plus directement lié au ratio des domaines de  $h_r$  est  $R_{vol}$ . Si ce paramètre est très élevé, alors la géométrie choisie occasionne un plus grand écart de valeur sur la hauteur d'eau calculée maximale dans le RG. Cependant, l'écart relatif de la figure 4.10 surestime  $t_{vide}$ . Cela place cet écart du côté conservateur.

Finalement, il ne faut pas oublier, en regardant toutes ces sources d'erreurs, que plusieurs hypothèses simplificatrices sont faites dans les intrants du modèle. Dès lors, l'écart entre les prédictions du modèle et les valeurs mesurées sur le terrain peut être beaucoup plus important.

### 4.3.5 Trop-plein sous la chaussée

Comme la méthode de calcul employée pour simuler l'écoulement dans le trop-plein est approximative, il est difficile de se prononcer catégoriquement sur les résultats. Néanmoins, les ratios présentés au tableau 4.9 aident à se faire une idée du risque de débordement ou de l'atténuation de débit pour une pluie dont la période de récurrence est de 100 ans.

Tableau 4.9 : Ratios d'analyse du trop-plein

<b>Ratio</b>	<b>TRM 1,8</b>	<b>TRM 1,66</b>	<b>TRB 4,46</b>	<b>TRM 1,75</b>	<b>TRB 5,0</b>	<b>TRM 1,48</b>	<b>TRM 1,87</b>
$h_{max.s} / h_{tp}$	27%	20%	97%	23%	82%	43%	35%
$Q_{S.max} / Q_{E.tp}$	5,6%	3,8%	6,4%	4,3%	6,7%	5,2%	3,7%

Pour tous les scénarios de type TRM, le ratio  $h_{max.s} / h_{tp}$  est suffisamment faible pour conclure qu'il n'y a aucun danger de débordement du RG lors de fortes pluies. Pour les scénarios comportant des trottoirs TRB, la situation est différente. Les valeurs du ratio de la hauteur d'eau maximale au-dessus du dernier seuil sur la hauteur du trop-plein dans le tableau 4.9 sont très près de 100%. Soit

l'on considère que le risque est très faible puisque les hypothèses simplifiant les calculs, comme la réduction de la largeur d'écoulement à  $l_{rp}$ , sont conservatrices, soit l'on considère que les incertitudes sont trop élevées pour conclure sur la possibilité de débordement. Ce dilemme peut seulement être levé avec une expérience en laboratoire pour reproduire cet écoulement. De plus, avec le temps, le revêtement se colmatara et le trop-plein sous la surface sera moins sollicité.

Le ratio des débits est équivalent pour son principe à celui obtenu à la section 4.3.3. Cependant, les valeurs relatives de débits sortant vers le puisard (incluant le débit du drain de fond) sont encore plus faibles. Ainsi, l'utilisation d'un trop-plein granulaire sous le revêtement contribue à atténuer fortement le débit reçu par le système d'égout drainant la rue lors d'événements de pluie extrêmes.

Cette analyse peut aussi être appliquée aux pluies dont la période de récurrence est de 10, 25 et 50 ans. Les résultats analysés ci-dessus permettent de répondre au troisième objectif spécifique explicité à la section 1.3.

## **4.4 Synthèse du chapitre**

En somme, l'étude de cas présenté dans ce chapitre permet d'avoir un aperçu des possibilités qu'offre le concept proposé par ce travail de recherche. Au départ, les cas choisis et leurs données sont montrés. Ensuite, les résultats des calculs proposés au Chapitre 3 sont listés dans des tableaux pour les quatre grandes étapes de dimensionnement. Finalement, les analyses complétées dans le chapitre répondent aux trois derniers objectifs spécifiques de cette recherche (voir la section 1.3 ).

## CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

Le chapitre 3 de ce mémoire contient une méthode pour la création d'une note de calcul qui correspond à un ouvrage de rétention des eaux pluviales sous la voie de stationnement et le trottoir d'une rue résidentielle locale. Par après, le chapitre 4 montre l'application de cette démarche de calcul dans une étude de cas. Pour un concepteur, l'importance de ce travail se situe autour de deux grands objectifs importants pour les municipalités :

1. La réduction du risque d'inondation causée par le refoulement des réseaux d'égouts unitaires et pluviaux;
2. La mitigation des surverses d'eaux usées dans les cours d'eau lors de pluies relativement fréquentes dans le cas d'un réseau d'égouts unitaires existant.

Pour le premier énoncé, les analyses de la section 4.3.5 donnent une bonne indication du potentiel de l'ouvrage pour réduire les refoulements d'égouts. L'espace de pierre nette supplémentaire qui sert de trop-plein au réservoir granulaire (RG) amortit les effets d'une très forte pluie. Par exemple, pour une pluie dont la période de récurrence est de 100 ans, le ralentissement de l'eau dans la pierre nette divise par plus de vingt le débit de pointe par rapport à un écoulement en surface. Cependant, ce constat est surtout valide au début de vie de l'ouvrage lorsque la capacité d'infiltration du revêtement est suffisamment élevée pour capter plusieurs fois le débit engendré par un tel événement de pluie.

En fait, grâce à la section 4.3.2 du chapitre sur l'étude de cas, un concepteur de ce type d'ouvrage peut se faire une idée de l'efficacité à long terme de l'infiltration dans le revêtement perméable. En effet, pour chacun des principaux matériaux, un graphique permet de déterminer la proportion des perméabilités mesurées qui sont insuffisantes pour un site donné. Concrètement, même pour un grand ratio entre les surfaces à drainer et la surface en revêtement perméable, la capacité à long terme de celui-ci devrait être largement suffisante. Naturellement, si des sédiments sont directement transportés sur le revêtement de la rue pendant ou après la construction, un colmatage prématuré pourrait avoir lieu; ce qui infirmerait les résultats ci-dessus.

Les pluies de plus grandes fréquences qui engendrent un plus grand volume ne sont pas un réel problème pour la capacité du revêtement. Pour le deuxième énoncé d'objectif de cette discussion, les résultats discutés à la section 4.3.3 montrent qu'en retenant l'eau dans un réservoir de pierre

nette pendant un maximum de 24 heures, les débits de pointe allant vers le système d'égouts sont divisés par presque dix. Ainsi, pour des périodes encore plus longues (pouvant atteindre 48 heures), il y a un grand potentiel de réduction de l'impact des pluies relativement fréquentes malgré qu'une portion majoritaire du bassin versant ne soit pas affectée par l'ouvrage. En fait, avec une réduction aussi importante de débit à l'échelle de la rue, il est permis de penser que cette pointe n'est pas amortie complètement lorsque l'eau arrive à un ouvrage de surverses connecté à un intercepteur. Par conséquent, à long terme, la conversion de toutes les rues résidentielles locales, situées dans le bassin versant d'un collecteur, avec le concept proposé devrait réduire la fréquence des surverses.

En outre, cette étude se penche sur un exemple particulier de solution à cette problématique tel que vu au chapitre 1. Ce document n'a pas la prétention de fournir la solution à privilégier dans toutes les situations. Néanmoins, le concept proposé se base sur une opportunité que plusieurs grandes villes vont rencontrer dans le renouvellement de leurs infrastructures : la reconstruction des rues en fin de vie dans des zones très densément urbanisées. Ainsi, il y a des sites où cette approche semble techniquement la plus appropriée compte tenu des infrastructures existantes. Ensuite, il faudrait s'assurer d'une justification économique et sociale à long terme suffisamment solide pour que cet ouvrage soit construit.

Les applications immédiates de la note de calcul telle que présentée au chapitre 3 pour les ingénieurs municipaux sont de deux ordres :

1. Amorcer des études menant à la construction d'un projet pilote à l'échelle d'un tronçon entre deux puisards à l'aide d'informations et d'expertises complémentaires;
2. Effectuer des études économiques sommaires à plusieurs échelles pour comparer la reconstruction d'une rue de manière traditionnelle ou avec le concept proposé.

Enfin, proposer un changement aussi important pour des rues existantes engendre son lot de contraintes spécifiques à chaque site. Le tableau 5.1 liste quelques-unes de ces contraintes avec des suggestions de mitigations possibles impliquant ou non des calculs différents dans la démarche proposée. Des discussions plus poussées sur les contraintes et les pratiques en vigueur en Amérique du nord sont disponibles dans la littérature (Ferguson, 2005d; Hein, D. K. et al., 2013; Permeable Pavements Task Committee, 2015; Tetra Tech EBA, 2015).

Tableau 5.1 : Liste des contraintes d'implantation du concept spécifiques à un site

Catégorie	Contraintes à vérifier	Mitigation possible	Lien note de calcul
Risque de fonctionnement	Écoulement fugitif vers la sous-fondation de la voie de circulation	Géomembrane prolongée sur une partie du fond du RG	Aucun
	Contamination ou drainage de la nappe	Géomembrane au fond de tout le RG	Aucun
	Colmatage prématuré des éléments de l'ouvrage	Changement aux abrasifs utilisés en hiver et empêcher les sédiments d'aller vers le revêtement	Figure 4.5 + réduction de $C_{p,or}$
Durée de vie anticipée	Charge de circulation	Hypothèses plus conservatrices en l'absence de données	Comptage des véhicules lourds
	Résistance mécanique de la structure de chaussée perméable	Consultation des associations produisant les revêtements	Période de conception (nd), Coefficients structuraux ( $a_i$ )
	Résistance au gel-dégel des éléments de l'ouvrage	Diminution du temps de séjour de l'eau et surdimensionnement des conduites de drainage	Diminution de $L_{or}$ et augmentation de $d_{drain}$
Infrastructures existantes	Base de lampadaire, bornes d'incendie, poteaux électriques ou téléphoniques et tête de vanne d'aqueduc	Contournement de l'obstacle en l'entourant d'un géocomposite incluant une membrane étanche (équivalent à ceux utilisés autour des puisards)	Réduction de $R_{tr}$ ou $R_{tb}$ si les obstacles sont assez nombreux
	Puits d'accès aux conduits électriques et puits de transformateurs souterrains	Éviter de construire le RG jusqu'à ces installations. Autrement, vérifier auprès du propriétaire de l'ouvrage.	Possible réduction de $R_{tr}$ et $R_{tb}$ et changement de largeur du trop-plein
	Conduites et vannes de gaz, conduits électriques et de télécommunication	Protéger les conduites de l'eau si à l'intérieur du RG. Autrement : réduire l'excavation du RG pour qu'elle soit toujours sur l'obstacle.	Diminution de $R_{tr}$ et $R_{tb}$ si présence d'un gros massif électrique en béton
	Branchement d'aqueduc ou d'égout domestique	Remblai trop perméable → ajout d'une géomembrane pour couvrir le remblai de la tranchée.	Aucun
	Bornes de recharge des véhicules électriques	Contournement de l'excavation de la fondation en béton et des branchements électriques	Réduction de $R_{tr}$
Fosses d'arbre	Espace occupé	Contournement de la fosse d'arbre en l'entourant d'un géotextile filtrant résistant aux racines jusqu'à quelques cm de la surface	Réduction importante de $R_{tb}$ et possiblement de $R_{tr}$ → $I_{res} = I_{rp}$
	Survie de l'arbre	Créer plus d'espace pour les racines. Ex. cellules en plastique avec terreau sous le trottoir	Ajustement de $R_{tr}$ et $R_{tb}$

## CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

### 6.1 Conclusion sur le projet de recherche

En conclusion, la démarche entreprise à partir des ouvrages existants dans plusieurs pays, de la documentation disponible et des données trouvées a mené à la conception d'un ouvrage de rétention des eaux pluviales mitigeant l'impact du ruissellement urbain en retenant le 90<sup>e</sup> percentile des pluies annuelles futures (voir [objectif principal](#)). Cela dit, le concept s'applique seulement à un contexte bien particulier : les rues résidentielles locales situées dans une zone densément construite où le climat est froid.

Le concept proposé associe l'utilisation d'un revêtement perméable pour la voie de stationnement avec un réservoir de pierre nette se prolongeant sous le trottoir. Ce réservoir, entièrement enveloppé dans du géotextile filtrant, change de forme pour contourner tous les obstacles souterrains le long d'une rue tout en épousant les pentes transversales et longitudinales souhaitées. Des barrières verticales étanches sont construites pour une hauteur de rétention optimale. De plus, la structure de chaussée adjacente à ce réservoir est complètement protégée par une barrière étanche et un système de drainage vertical. Une fois l'eau retenue dans les interstices du matériau granulaire du réservoir, elle s'évacue de manière contrôlée vers le réseau d'égout par une conduite perforée de petits trous à intervalle régulier.

Au chapitre 3, quatre grandes étapes de calcul ont servi au dimensionnement de l'ouvrage proposé. La première étape a consisté à déterminer l'épaisseur structurale minimale de chaque matériau granulaire constituant la chaussée perméable (incluant le revêtement) par la méthode AASHTO en se basant au préalable sur la profondeur de protection partielle au gel. La deuxième étape visait à donner la perméabilité minimale requise d'un revêtement perméable à l'aide de la méthode rationnelle, pour une pluie de conception d'une durée de 5 minutes et de période de récurrence de 2 ans. Pour la troisième étape, un critère de temps de rétention maximale a mené aux calculs donnant le dimensionnement complet de la géométrie et des éléments hydrauliques de l'ouvrage pour une pluie de **25 mm** qui correspond à l'objectif du projet. Finalement, la quatrième étape a permis de vérifier si l'espace souterrain laissé au-dessus des réservoirs de rétention était suffisamment haut pour servir de trop-plein à des pluies aussi rares qu'une fois tous les 100 ans en considérant l'augmentation probable d'intensité causée par les changements climatiques.

L'étude de cas présentée au chapitre 4 a permis premièrement de valider certaines hypothèses de simplification du calcul. Notamment, sont analysés dans ce chapitre, l'utilisation d'une solution analytique approximative pour le calcul de la hauteur d'eau maximale dans le RG et le temps de retenue de l'eau en fonction des caractéristiques du drain de fond. Deuxièmement, l'analyse des résultats des sept cas considérés pour des rues réelles permet de conclure que :

- Pour la pluie correspondante à l'objectif principal, le débit aboutissant au réseau d'égout ne dépasse pas **11%** du débit de ruissellement capté par le revêtement perméable. En fait, ce constat semble se vérifier même si la surface occupée par le revêtement perméable ne représente qu'une petite fraction de la surface drainée.
- L'ouvrage proposé peut contribuer à la mitigation des inondations, car même lorsque le trop-plein est sollicité par une pluie de récurrence 1/100 ans, le débit rejeté directement vers l'égout est **jusqu'à 20 fois** plus petit que le débit de pointe ruisselant en surface.
- Avec la profondeur d'excavation exigée pour la protection contre le gel, la profondeur de pierre nette est généralement assez grande pour la rétention des événements fréquents ainsi que l'évacuation des événements très rares (1/100 ans) sans que l'eau monte trop haut.

## 6.2 Recommandations

L'utilisation de la démarche de conception présentée dans ce mémoire ne devrait pas être utilisée telle quelle par un ingénieur pour la construction ou la reconstruction d'une rue résidentielle locale. En effet, cette proposition, quoiqu'appuyée par les meilleurs arguments possible et les meilleures données disponibles de la littérature, est seulement théorique. Le contenu de ce mémoire n'est que le premier jalon d'une démarche rigoureuse pour ajouter au portfolio des ingénieurs municipaux un concept d'ouvrage mieux adapté à des situations particulières où les ouvrages déjà maîtrisés ont encore plusieurs lacunes. Ces ingénieurs peuvent d'ores et déjà effectuer des études comparatives entre une reconstruction traditionnelle et la reconstruction d'une rue en s'inspirant du concept proposé. Ces études pourront évaluer la différence de coût potentiel dans plusieurs cas pouvant même sortir des limitations de cette recherche. À la suite de cette démarche préliminaire, il est fortement recommandé de poursuivre des recherches supplémentaires qui compléteront le travail initial, tant du côté théorique qu'expérimental.



## **6.3 Perspectives de recherches ultérieures**

Par ordre de la plus rapprochée à la plus éloignée dans le temps, cette section traite des différentes perspectives de recherche que ce projet ouvre.

### **6.3.1 Amélioration à la démarche de conception**

La démarche de conception proposée étant plutôt restreinte quant aux possibilités d'implantation, la note de calcul peut être bonifiée par l'ajout des éléments suivants : la possibilité que le trottoir soit aussi fait d'un revêtement perméable; la prise en compte plus réaliste des obstacles souterrains le long du trottoir; un modèle pour évaluer grossièrement les pertes de volume causées par l'évapotranspiration; la possibilité de surélever le drain contrôlant le débit de sortie lorsque le sol dispose d'une capacité d'infiltration suffisante; et l'ajout de plusieurs matériaux granulaires dans le calcul de la hauteur d'eau du trop-plein.

Aussi, plusieurs éléments autour du réservoir granulaire ne sont pas dimensionnés. Une nouvelle mouture de la note de calcul pourrait inclure le dimensionnement du drain de rive et du drain récoltant l'eau du trop-plein ainsi qu'un calcul pour estimer la largeur minimale du fond du réservoir à recouvrir d'une membrane étanche pour éviter les fuites vers le drain de rive.

### **6.3.2 Simulations de plus de cas avec le modèle informatique SWMM**

Le logiciel Storm Water Management Model (SWMM), ou ses dérivés, étant largement utilisés au Canada pour la simulation et la conception des réseaux de drainage urbain, une étape de recherche supplémentaire doit permettre d'intégrer le concept proposé à un modèle constitué avec ce logiciel. L'utilisation de SWMM peut répondre à ces trois objectifs de recherche :

- Comparer le drainage des réservoirs granulaires : par une conduite inclinée régulièrement percée et par un drain ordinaire muni d'un orifice de contrôle en aval de chaque seuil étanche.
- Évaluer la performance de l'ouvrage proposé dans un bassin versant urbain comprenant plusieurs rues et un réseau d'égout avec des pluies historiques.
- Proposer une démarche détaillée d'utilisation de SWMM pour les concepteurs en accord avec la note de calcul décrite dans ce mémoire.

### **6.3.3 Expériences de validation en laboratoire**

Deux parties du modèle utilisé doivent être testées en laboratoire pour vérifier si les calculs n'aboutissent pas une erreur trop grande pour le niveau de précision recherché dans la construction d'un ouvrage de génie civil de voirie. Premièrement, le modèle de drainage contrôlé du réservoir de pierre nette semble suffisamment inédit pour nécessiter une expérience en modèle réduit. En fait, c'est surtout les équations de débit de sortie en fonction des différentes situations de remplissage et de vidange que cette expérience contribuerait à valider. Deuxièmement, l'approche de modélisation de l'écoulement et de laminage du plus grand débit géré par le trop-plein doit être validée avec un canal hydraulique incliné rempli de pierre nette qui inclut des seuils étanches.

À plus long terme, il est permis de rêver que des ingénieurs, des décideurs et un entrepreneur en construction soient tentés par la réalisation d'un projet pilote grandeur nature pour la transformation ou la construction d'une rue selon les détails de conception proposés dans ce mémoire.

## BIBLIOGRAPHIE

- AASHTO. (1993). *Guide for Design of Pavements Structures*. Washington, D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Al-Rubaei, A. M., Stenglein, A. L., Viklander, M., & Blecken, G.-T. (2013). Long-Term Hydraulic Performance of Porous Asphalt Pavements in Northern Sweden. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(6), 499-505. doi:10.1061/(asce)ir.1943-4774.0000569
- Alizadehtazi, B., DiGiovanni, K., Foti, R., Morin, T., Shetty, N. H., Montalto, F. A., & Gurian, P. L. (2016). Comparison of Observed Infiltration Rates of Different Permeable Urban Surfaces Using a Cornell Sprinkle Infiltrometer. *Journal of Hydrologic Engineering*, 21(7). doi:10.1061/(asce)he.1943-5584.0001374
- American Concrete Pavement Association. (2011). PerviousPave (Version 1.0) [Porous pavement design software]. Web: ACPA. Tiré de <http://www.acpa.org/perviouspave/>
- American Concrete Pavement Association, & Rodden, R. (2010). *About PerviousPave (Background, Purpose, Assumptions and Equations)* ACPA (édit.), (p. 11). Tiré de <http://1204075.sites.myregisteredsite.com/perviouspave/About%20PerviousPave.pdf>
- Anderson, K. W., Russell, M., Uhlmeier, J. S., & Gardner, J. (2016). *Pervious Concrete Parking Strips City of Monroe SR-203 Lewis Street* (Rapport n° WA-RD 852.1). Washington State Department of Transportation. Tiré de <https://www.wsdot.wa.gov/research/reports/fullreports/852.1.pdf>
- ASCE et WPCF (édit.). (1969). *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers* (vol. 9). Washington, DC: American Society of Civil Engineers and Water Pollution Control Federation, .
- Bean, E. Z., Hunt, W. F., & Bidelsbach, D. A. (2007). Field Survey of Permeable Pavement Surface Infiltration Rates. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 133(3), 249-255. doi:10.1061/(asce)0733-9437(2007)133:3(249)
- Bear, J. (2007). *Hydraulics of Groundwater*. Mineola, New York: Dover Publication.
- Bellefleur, O. (2014). Des voies de circulation de 3,0 m de large en milieu urbanisé. *Note documentaire*
- Pour des connaissances en matière de politiques publiques favorables à la santé*, 1-9. Tiré de [http://www.ccnpps.ca/docs/2014\\_EnvBati\\_LargeurVoies\\_Fr.pdf](http://www.ccnpps.ca/docs/2014_EnvBati_LargeurVoies_Fr.pdf)
- Brière, F. G. (2012). *Distribution et collecte des eaux* (Troisième<sup>e</sup> éd.). Montréal.
- Brown, R. A., & Borst, M. (2014). Evaluation of Surface Infiltration Testing Procedures in Permeable Pavement Systems. *Journal of Environmental Engineering*, 140(3), 04014001. doi:10.1061/(asce)ee.1943-7870.0000808
- Carbonneau, B., & Méthot-Borduas, F. (réalisateurs). (2017). Gestion des eaux pluviales Noues végétalisées De la conception à l'entretien. *Congrès INFRA*. [Présentation PPT] Tiré de [https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.3\\_Pr%C3%A9sentation\\_2017\\_12-01\\_VF.pdf](https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.3_Pr%C3%A9sentation_2017_12-01_VF.pdf)
- Carpenter, D. D., & Kaluvakolanu, P. (2009, 17 au 21 mai 2009). *The Lawrence Technological University Greenroof Performance Evaluation Project : Great Rivers*. Communication

- présentée à World Environmental and Water Resources Congress, Kansas City, Missouri (p. 1589-1599). doi:doi.org/10.1061/41036(342)157
- Cedergren, H. R. (1977). *Seepage, Drainage, And Flow Nets* (2<sup>e</sup> éd.): John Wiley & Sons, inc.
- CH2MHILL inc. (2011). Water street gateway project. Dans *WaterStreet\_ProjectPlans.pdf* (édit.), (p. Dessins d'ingénierie pour la réalisation d'un projet de rue verte.). Syracuse, NY: County of Onondaga, NY Department of water environment protection (OCDWEP).
- Chai, L., Kayhanian, M., Givens, B., Harvey, J. T., & Jones, D. (2012). Hydraulic Performance of Fully Permeable Highway Shoulder for Storm Water Runoff Management. *Journal of Environmental Engineering*, 138(7), 711-722. doi:doi:10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000523
- Charron, A. (2017-09-15 2017). *Réunion avec des ingénieurs de la Ville de Montréal* (C. Gagnon-Ouellette, intervieweur).
- City of Edmonton. (2014). *Low Impact Development Best Management Practices Design Guide* (1.1<sup>e</sup> éd., p. 269). Tiré de [http://www.edmonton.ca/city\\_government/documents/PDF/LIDGuide.pdf](http://www.edmonton.ca/city_government/documents/PDF/LIDGuide.pdf)
- City of Los Angeles. (2016). Appendix E Small scale residential prescriptive measures (4 units or less). Dans C. o. L. Angeles (édit.), *Planning and land development handbook for low impact development (LID)* (5<sup>e</sup> éd.). Tiré de [http://www.lastormwater.org/wp-content/files\\_mf/appxefinal.pdf](http://www.lastormwater.org/wp-content/files_mf/appxefinal.pdf)
- CMM. (2009). *Orthophotographie* [Image Raster].
- Collins, K. A., Hunt, W. F., & Hathaway, J. M. (2008). Hydrologic Comparison of Four Types of Permeable Pavement and Standard Asphalt in Eastern North Carolina. *Journal of Hydrologic Engineering*, 13(12), 1146-1157. doi:doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:12(1146)
- Corniou, M. (2018, 29/03/2018). Routes en ruine: comment se sortir du trou? *Québec Science*. Tiré de [http://www.quebecscience.qc.ca/reportage\\_qs/Routes-en-ruine-comment-se-sortir-du-trou](http://www.quebecscience.qc.ca/reportage_qs/Routes-en-ruine-comment-se-sortir-du-trou)
- Crookes, A., Drake, J., & Lotfy, A. (2015). *Performance of hydromedia-pervious concrete pavement in ontario subjected to urban traffic loads*. Communication présentée à 2015 International Low Impact Development Conference - LID: It Works in All Climates and Soils, January 19, 2015 - January 21, 2015, Houston, TX, United states (p. 246-256). doi:10.1061/9780784479025.025
- CVC, & TRCA. (2010). *Low Impact Development Stormwater Management Planning and Design Guide*. Credit Valley Conservation Authority
- Toronto and Region Conservation Authority Tiré de [http://www.sustainabletechnologies.ca/wp/wp-content/uploads/2013/01/LID-SWM-Guide-v1.0\\_2010\\_1\\_no-appendices.pdf](http://www.sustainabletechnologies.ca/wp/wp-content/uploads/2013/01/LID-SWM-Guide-v1.0_2010_1_no-appendices.pdf)
- Dziubiński, M., & Marcinkowski, A. (2006). Discharge of Newtonian and Non-Newtonian Liquids from Tanks. *Chemical Engineering Research and Design*, 84(12), 1194-1198. doi:<https://doi.org/10.1205/cherd.05138>

- Environnement Canada. (2014). *IDF\_v2.30\_2014-12-21*. Tiré de [ftp://ftp.tor.ec.gc.ca/Pub/Engineering\\_Climate\\_Dataset/IDF/IDF\\_v2.30\\_2014-12-21/IDF\\_Files\\_Fichiers/](ftp://ftp.tor.ec.gc.ca/Pub/Engineering_Climate_Dataset/IDF/IDF_v2.30_2014-12-21/IDF_Files_Fichiers/)
- Fassman, E. A., & Blackbourn, S. (2010). Urban Runoff Mitigation by a Permeable Pavement System over Impermeable Soils. *Journal of Hydrologic Engineering*, 15(6), 475-485. doi:10.1061/(asce)he.1943-5584.0000238
- Ferguson, B. K. (2005a). Porous Asphalt. Dans *Porous Pavements*: CRC Press.
- Ferguson, B. K. (2005b). Porous Concrete. Dans *Porous Pavements*: CRC Press.
- Ferguson, B. K. (2005c). Porous Pavement Hydrology. Dans *Porous Pavements*: CRC Press.
- Ferguson, B. K. (2005d). Porous Pavement Structure. Dans *Porous Pavements*: CRC Press.
- Fletcher, T. D., Shuster, W., Hunt, W. F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., . . . Viklander, M. (2014). SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water Journal*, 12(7), 525-542. doi:10.1080/1573062x.2014.916314
- Généreux, F. (2007). *Critère d'application des couches drainates dans les chaussées*. (École Polytechnique de Montréal, Montréal).
- Gogo-Abite, I., Hardin, M., Chopra, M., Wanielista, M., & Stuart, E. (2014). In situ permeability determination device for porous pavement systems. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(10). doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000757
- Gouvernement du Québec. (2018). Une nouvelle Loi sur la qualité de l'environnement pour faire avancer le Québec de façon responsable au bénéfice de tous. Tiré de <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/lqe/autorisations/index.htm>
- Hein, D., Leong, P., & Tighe, S. (2006). *Best Practice Design for Concrete Pavers for Canadian Municipal Applications*. Communication présentée à 8th International Conference on Concrete Block Paving, San Francisco, California USA. Tiré de [https://www.icpi.org/sites/default/files/resources/technical-papers/1342\\_0.pdf](https://www.icpi.org/sites/default/files/resources/technical-papers/1342_0.pdf)
- Hein, D. K., Strecker, E., Poresky, A., Roseen, D. R., & Venner, M. (2013). *Permeable Shoulders With Stone Reservoirs*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Tiré de [onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/docs/NCHRP25-25\(82\)\\_FR.pdf](http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/docs/NCHRP25-25(82)_FR.pdf)
- Hou, L., Feng, S., Ding, Y., Zhang, S., & Huo, Z. (2008). Experimental study on rainfall-runoff relation for porous pavements. *Hydrology Research*, 39(3), 181-190. doi:10.2166/nh.2008.001
- Illgen, M. (2008). *Infiltration and surface runoff processes on pavements: Physical phenomena and modelling*. Communication présentée à 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK (p. 1-10). Tiré de [https://web.sbe.hw.ac.uk/staffprofiles/bdgsa/11th\\_International\\_Conference\\_on\\_Urban\\_Drainage\\_CD/ICUD08/pdfs/51.pdf](https://web.sbe.hw.ac.uk/staffprofiles/bdgsa/11th_International_Conference_on_Urban_Drainage_CD/ICUD08/pdfs/51.pdf)
- Jones, D., Li, H., & Harvey, J. T. (2013). *Development and HVS Validation of Design Tables for Permeable Interlocking Concrete Pavement: Final Report* (Rapport n° UCPRC-TM-2013-03). University of California Pavement Research Center: Concrete Masonry Association

- of California and Nevada Tiré de <http://www.ucprc.ucdavis.edu/PDF/UCPRC-RR-2014-04.pdf>
- Jones, D. J. L., Hui; Wu, Rongzong; T. Harvey, John; R. Smith, David. (2016). *Full-Scale Structural Testing of Permeable Interlocking Concrete Pavement to Develop Design Guidelines*. Communication présentée à World Environmental and Water Ressources Congress 2016, West Palm Beach, Florida. Tiré de <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784479889.037>
- Judge, A. (2013). *Measurement of the hydraulic conductivity of gravels using a laboratory permeameter and silty sands using field testing with observation wells*. (University of Massachusetts Amherst). Accessible par ScholarWorks@UMass Amherst. (746). Tiré de [https://scholarworks.umass.edu/open\\_access\\_dissertations/746](https://scholarworks.umass.edu/open_access_dissertations/746)
- Kells, J. A. (1993). Spatially varied flow over rockfill embankments. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 20(5), 820-827. doi:<https://doi.org/10.1139/193-107>
- Knappenberger, T., Jayakaran, A. D., Stark, J. D., & Hinman, C. H. (2017). Monitoring Porous Asphalt Stormwater Infiltration and Outflow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 143(8), 04017027-04017021 04017027-04017011. doi:doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0001197
- Lanarc Consultants Ltd., Kerr Wood Leidal Associates Ltd., & Ngan, G. (2012). *Stormwater Source Control Design Guidelines 2012*. Tiré de <http://www.metrovancouver.org/services/liquid-waste/LiquidWastePublications/StormwaterSourceControlDesignGuidelines2012.pdf>
- Lavallée, B. (réalisateur). (2016). État de situation sur la problématique de débordement d'eaux usées au québec. *Congrès INFRA*. [Présentation PPT] Tiré de <http://www.ceriu.qc.ca/publications/etat-de-situation-sur-la-problematique-de-debordement-eaux-usees-au-quebec>
- Lee, J. G., Borst, M., Brown, R. A., Rossman, L., & Simon, M. A. (2015). Modeling the hydrologic processes of a permeable pavement system. *Journal of Hydrologic Engineering*, 20(5). doi:10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001088
- Li, H., Kayhanian, M., & Harvey, J. T. (2013). Comparative field permeability measurement of permeable pavements using ASTM C1701 and NCAT permeameter methods. *J Environ Manage*, 118, 144-152. doi:10.1016/j.jenvman.2013.01.016
- Li, J. Y., & Joksimovic, D. (2015). *Stormwater exfiltration system for road retrofit*. Communication présentée à 2015 International Low Impact Development Conference - LID: It Works in All Climates and Soils, January 19, 2015 - January 21, 2015, Houston, TX, United states (p. 257-263). doi:10.1061/9780784479025.026
- Lichten, K., & Schaus, L. K. (2017). *How Should You Be Designing Your Permeable Pavements? New ASCE Standard*. Communication présentée à World Environmental and Water Resources Congress, Sacramento, CA.
- Mailhot, A., Beaugard, I., Talbot, G., Caya, D., & Biner, S. (2012). Future changes in intense precipitation over Canada assessed from multi-model NARCCAP ensemble simulations. *International Journal of Climatology*, 32(8), 1151-1163. doi:doi:10.1002/joc.2343

- MDDELCC. (2017). *Manuel de calcul et de conception des ouvrages municipaux de gestion des eaux pluviales*. Québec. Tiré de <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/manuel-calcul-conception/index.htm>
- MDDELCC, & MAMROT. (2011). *Guide de gestion des eaux pluviales Stratégie d'aménagement, principes de conception et pratiques de gestion optimales pour les réseaux de drainage en milieu urbain*. Tiré de <http://www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/pluviales/guide-gestion-eaux-pluviales.pdf>
- Messaoudi Yahmi, S. (2011). *Développement d'un catalogue de dimensionnement structural des chaussées pour la Ville de Longueuil*. (Mémoire de maîtrise électronique, École de technologie supérieure, Montréal). Tiré de <http://espace.etsmtl.ca/667/>
- Murphy, P., Kaye, N. B., & Khan, A. A. (2014). Hydraulic Performance of Aggregate Beds with Perforated Pipe Underdrains Flowing Full. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(8), 04014023. doi:doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000740
- Murphy, P. K., N. B.; Khan, A. A. (réalisateur). (2014). Hydraulic performance of full flowing perforated pipe underdrains surrounded by loose laid aggregate. Tiré de <http://tigerprints.clemson.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1318&context=scwrc>
- Murphy, P. M. (2013). *The hydraulic performance of perforated pipe under-drains surrounded by loose aggregate*. (Clemson University, Clemson). Accessible par TigerPrints. (1639). Tiré de [http://tigerprints.clemson.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2639&context=all\\_theses](http://tigerprints.clemson.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2639&context=all_theses)
- Permeable Pavements Task Committee. (2015). *Permeable Pavements* (1<sup>e</sup> éd.): American Society of Civil Engineers.
- Philadelphia Water. (2015). *Stormwater Management Guidance Manual*. Philadelphia Tiré de [https://www.pwdplanreview.org/upload/manual\\_pdfs/PWD-SMGM-v3-20150701.pdf](https://www.pwdplanreview.org/upload/manual_pdfs/PWD-SMGM-v3-20150701.pdf)
- Rioux, C., & Pilon, G. (réalisateur). (2017). Le béton perméable et la gestion des eaux pluviales Place centrale Alta-Vista. *Congrès INFRA*. [Présentation PPT] Tiré de [https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.5\\_Le%20b%C3%A9ton%20perm%C3%A9able%20et%20la%20gestion%20des%20eaux%202017-12-01.pdf](https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.5_Le%20b%C3%A9ton%20perm%C3%A9able%20et%20la%20gestion%20des%20eaux%202017-12-01.pdf)
- Rivard, G. (réalisateur). (2017). Intégration des infrastructures vertes aux systèmes de drainage urbain Barrières, opportunités et défis. *Congrès INFRA*. [Présentation PPT] Tiré de [https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.1\\_INFRA2017\\_GRivard\\_V1\\_16\\_9.pdf](https://ceriu.qc.ca/system/files/2018-02/E2.1_INFRA2017_GRivard_V1_16_9.pdf)
- Roseen, R. M., Ballesterio, T. P., Houle, J. J., Briggs, J. F., & Houle, K. M. (2012). Water Quality and Hydrologic Performance of a Porous Asphalt Pavement as a Storm-Water Treatment Strategy in a Cold Climate. *Journal of Environmental Engineering*, 138(1), 81-89. doi:10.1061/(asce)ee.1943-7870.0000459
- Schaefer, V. R., & Kevern, J. T. (2013, June 2-5, 2013). *Installation and Maintenance Considerations for Improved Freeze-Thaw Durability of Pervious Concrete*. Communication présentée à International Symposium on Cold Regions Development, Anchorage, Alaska, United States (p. 459-470). doi:10.1061/9780784412978.045



- SFPUC. (2016). Appendix B: Green Infrastructure Typical Details and Specifications. Dans *Stormwater Management Requirements And Design Guidelines* (2<sup>e</sup> éd., p. 175). Tiré de <http://www.sfwater.org/Modules/ShowDocument.aspx?documentID=9101>
- Sheaffer, J. R. (1982). *Urban Storm Drainage Management*. New York: Marcel Dekker Inc.
- Soleno (réalisateur). (2016, 2018-01-30). Solflo non perforé. [Fiche technique] Tiré de [https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/fichetechnique\\_solflo\\_nonperfore\\_fr.pdf](https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/fichetechnique_solflo_nonperfore_fr.pdf)
- Soleno (réalisateur). (2017a, 2018-01-29). Perforations pour solflo. [Fiche technique] Tiré de [https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/perforations\\_solflo\\_perfore\\_fr.pdf](https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/perforations_solflo_perfore_fr.pdf)
- Soleno (réalisateur). (2017b, 2018-01-30). Solflomax non perforé. [Fiche technique] Tiré de [https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/fichetechnique\\_solflomax\\_nonperfore\\_fr.pdf](https://soleno.com/wp-content/uploads/2017/05/fichetechnique_solflomax_nonperfore_fr.pdf)
- St-Laurent, D. (2006). *CHAUSSEE 2 : Logiciel de dimensionnement des chaussées souples* D. d. L. d. chaussées & M. d. T. d. Québec (édit.), *Guide de l'utilisateur* (p. 73). Tiré de <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Documents/CHAUSSEE2.pdf>
- St-Laurent, D., & Dubé, J.-D. (2006). *CHAUSSEE* (Version 2.0) [Ingénierie]. Internet: Ministère des transports du Québec. Tiré de [https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Documents/Install\\_CHAUSSEE2.zip](https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Documents/Install_CHAUSSEE2.zip)
- Tetra Tech EBA. (2015). Permeable Pavement – Module 6. Dans The City of Calgary (édit.), *Design Guidelines Low Impact Development* (p. 1-38). Tiré de <http://www.calgary.ca/UEP/Water/Documents/Water-Documents/ud-bulletin-low-impact-development-permeable-pavement-module.pdf>
- Texel Geosynthetics (réalisateur). (2016, 2018-01-29). Série F et Filtex. [Fiche technique] Tiré de [http://texel.ca/fileadmin/medias/documents/fr/geosynthetiques/fiches-techniques/geotextiles/geot\\_F-FILTEX\\_fr\\_03.pdf](http://texel.ca/fileadmin/medias/documents/fr/geosynthetiques/fiches-techniques/geotextiles/geot_F-FILTEX_fr_03.pdf)
- Van Seters, T., & Drake, J. (2015). *Five Year Performance Evaluation of Permeable Pavements - Kortright, Vaughan*. Toronto, Ontario: Sustainable Technologies Evaluation Program, Toronto and Region Conservation. Tiré de [http://www.sustainabletechnologies.ca/wp/wp-content/uploads/2016/02/KPP-Ext\\_FinalReport\\_Dec2015.pdf](http://www.sustainabletechnologies.ca/wp/wp-content/uploads/2016/02/KPP-Ext_FinalReport_Dec2015.pdf)
- West, D., Kaye, N. B., Putman, B. J., & Clark, R. (2016). Quantifying the non-linear hydraulic behavior of pervious concrete. *Journal of Testing and Evaluation*, 44(6), 2172-2181. doi:10.1520/JTE20150054
- Zahmatkesh, Z., Burian, S. J., Karamouz, M., Tavakol-Davani, H., & Goharian, E. (2015). Low-impact development practices to mitigate climate change effects on urban stormwater runoff: Case study of New York City. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 141(1). doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000770



## ANNEXE A – DÉRIVATION DES ÉQUATIONS DE DÉBIT DE SORTIE PAR LE FOND INCLINÉ D'UN RÉSERVOIR

Le débit de sortie par le drain au fond du réservoir se calcul en considérant deux cas distincts. D'une part, l'apport d'eau en entrée pour toute la longueur du réservoir implique que toute la longueur de la conduite perforée, faisant office de drain, contribue au débit de sortie hors du réservoir. D'autre part, lorsqu'il n'y a plus d'apport en eau à partir du haut du réservoir, l'écoulement de vidange se fait exclusivement sous la ligne d'eau qui couvre de moins en moins de perforations de la conduite. Dans les deux cas, la démarche algébrique débute avec l'équation du débit drainé par une conduite perforée (Lee et al., 2015) :

$$Q_S = n_o \cdot p_o \cdot C_d \cdot A_o \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_o} \quad (\text{A-1})$$

Où :

- $n_o$  est le nombre d'orifices le long de la conduite,
- $p_o$  est le facteur de réduction de performance des orifices,
- $C_d$  est le coefficient de décharge des orifices,
- $A_o$  est l'aire d'un orifice (perforation dans le drain),
- $g$  est l'accélération gravitationnelle et
- $h_o$  est la charge hydraulique moyenne par rapport au centre des orifices.

Cette équation est basée sur le principe de l'écoulement par des orifices. Pour cette recherche, l'équation ( A-1 ) est modifiée pour devenir :

$$Q_S = A_{or} \cdot N_{or} \cdot C_{p.or} \cdot C_d \cdot L_{eau} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_{or.moy})} \quad (\text{A-2})$$

Où :

- $A_{or}$  est l'aire d'une perforation (orifice);
- $N_{or}$  est le nombre d'orifices par unité de longueur de conduite;
- $C_{p.or}$  est le coefficient d'ajustement pour tenir compte des autres pertes de charge (pierre nette, géotextile, etc.);
- $C_d$  est le coefficient de décharge qui est fonction des caractéristiques des orifices;
- $L_{eau}$  est la longueur horizontale de conduite sujette à un écoulement et;
- $h_{or.moy}$  est la charge hydraulique moyenne au niveau des perforations (orifices).

Comme la conduite est inclinée et que les orifices sont perforés régulièrement sur sa longueur, alors l'équation du débit de sortie de l'ouvrage de rétention doit s'appliquer pour une charge hydraulique qui varie uniformément dans le sens de la longueur de la conduite. L'écriture de l'équation pour chaque cas spécifique se fait en modifiant les termes  $L_{\text{eau}}$  et  $h_{\text{or.moy}}$  ainsi qu'en combinant plusieurs expressions particulières. Dans les cas suivants, les constantes devant le paramètre  $L_{\text{eau}}$  sont remplacées par la constante de la conduite perforée par unité de longueur ( $C_{\text{or}}$ ) pour donner l'équation suivante :

$$Q_S = C_{\text{or}} \cdot L_{\text{eau}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_{\text{or.moy}})} \quad (\text{A-3})$$

Le premier cas particulier est celui de l'évacuation de l'eau sur toute la longueur du drain de fond pendant le remplissage de la partie inclinée du réservoir. Les flèches bleues de la Figure A.1 montrent l'apport uniforme d'eau sur toute la longueur du réservoir.

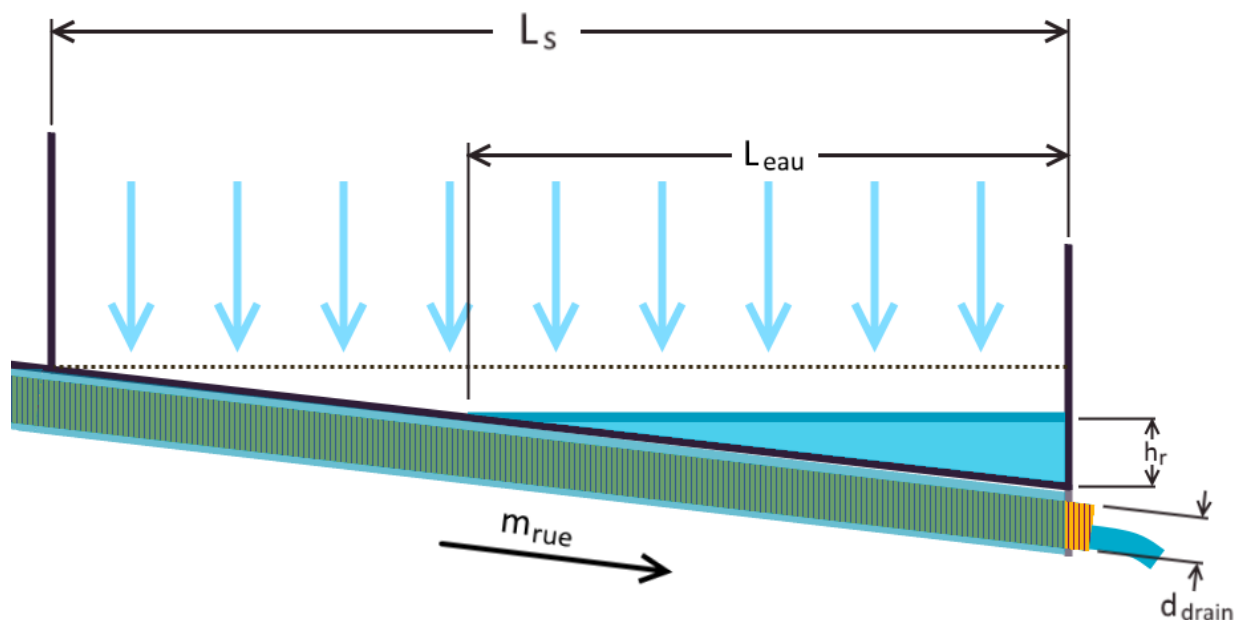


Figure A.1 : Coupe longitudinale du réservoir pour un débit d'entrée uniforme

Cet apport peut être occasionné par de la pluie par exemple. À partir de la ligne pointillée correspondant à une hauteur d'eau ( $h_r$ ) de  $m_{\text{rue}} \cdot L_s$ , la formulation du cas se simplifie. Pour ce premier cas plus complexe, le débit correspond à la somme de deux équations basées sur l'équation (A-3). Pour la section où il n'y a pas d'accumulation d'eau au-dessus de la couronne de la conduite

perforée,  $L_{\text{eau}}$  est remplacé par  $L_s - h_r / m_{\text{rue}}$  et  $h_{\text{or.moy}}$  est remplacé par  $d_{\text{drain}} / 2$  (voir les hypothèses 1, 2 et 7 du tableau 3.18) pour donner l'équation qui suit :

$$Q_{S.(1)} = C_{or} \cdot \left( L_s - \frac{h_r}{m_{\text{rue}}} \right) \cdot \sqrt{g \cdot d_{\text{drain}}} \quad (\text{A-4})$$

Tandis que pour la partie du réservoir où l'eau s'accumule avec une hauteur  $h_r$  à l'extrémité aval (à droite sur la Figure A.1),  $L_{\text{eau}}$  est remplacée par  $h_r / m_{\text{rue}}$  et  $h_{\text{or.moy}}$  est remplacée par  $h_r / 2 + d_{\text{drain}} / 2$ . En effet, pour tenir compte du niveau d'eau à l'intérieur du drain, la charge hydraulique moyenne sous la couronne de la conduite est de  $d_{\text{drain}} - d_{\text{drain}} / 2$ . En outre, la charge hydraulique moyenne au-dessus de cette couronne correspond à la profondeur moyenne d'eau s'accumulant dans le réservoir, soit  $h_r / 2$ . Ainsi la deuxième partie de l'équation de débit du premier cas est :

$$Q_{S.(2)} = C_{or} \cdot \left( \frac{h_r}{m_{\text{rue}}} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot \left( \frac{h_r}{2} + \frac{d_{\text{drain}}}{2} \right)} \quad (\text{A-5})$$

En additionnant les équations ( A-4 ) et ( A-5 ) et en simplifiant, le débit sortant par le drain de fond devient :

$$Q_s = \frac{C_{or} \cdot \sqrt{g} \cdot \left( (m_{\text{rue}} \cdot L_s - h_r) \cdot \sqrt{d_{\text{drain}}} + h_r \cdot \sqrt{h_r + d_{\text{drain}}} \right)}{m_{\text{rue}}} \quad (\text{A-6})$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{\text{rue}} \cdot L_s$$

Dans le deuxième cas particulier, lorsque le niveau d'eau atteint la ligne pointillée ( Figure A.1), soit  $h_r = m_{\text{rue}} \cdot L_s$ , alors l'équation ( A-3 ) devient l'équation ( A-7 ) par le remplacement de  $L_{\text{eau}}$  en  $L_s$  et celui de  $h_{\text{r.moy}}$  par  $h_r + d_{\text{drain}} / 2 - m_{\text{rue}} \cdot L_s / 2$ .

$$Q_s = C_{or} \cdot L_s \cdot \sqrt{g \cdot (2 \cdot h_r + d_{\text{drain}} - m_{\text{rue}} \cdot L_s)} \quad (\text{A-7})$$

$$\text{Pour } m_{\text{rue}} \cdot L_s \leq h_r \leq h_{r,\text{max}}$$

L'équation de débit pour des hauteurs d'eau supérieures à la pente fois la distance entre deux seuils est valide peu importe s'il y a ou non un apport d'eau uniforme.

Pour le troisième et dernier cas (représenté à la Figure A.2), comme il n'y a plus d'écoulement le long du réservoir, le seul déplacement d'eau se fait par les perforations du drain. Dès que la hauteur d'eau près du seuil aval est en deçà de  $m_{rue} \cdot L_s$ , la valeur de  $L_{eau}$  de l'équation ( A-3 ) n'est plus constante et diminue en fonction de la hauteur d'eau.

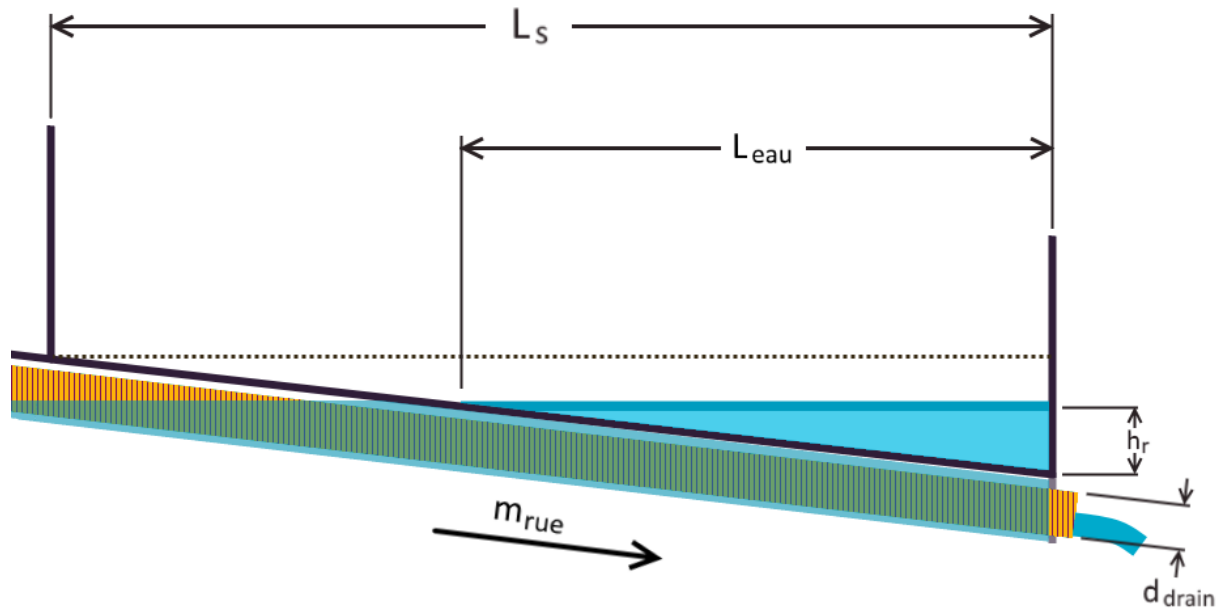


Figure A.2 : Coupe longitudinale du réservoir lors de la vidange sans apport de la pluie

L'équation ( A-3 ) devient ainsi :

$$Q_S = C_{or} \cdot L_{eau} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( \frac{h_r}{2} + \frac{d_{drain}}{2} \right)} \quad (A-8)$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{rue} \cdot L_s$$

En remplaçant  $L_{eau}$  par  $h_r / m_{rue}$ , on obtient:

$$Q_S = C_{or} \cdot \frac{h_r}{m_{rue}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \left( \frac{h_r}{2} + \frac{d_{drain}}{2} \right)} \quad (A-9)$$

$$\text{Pour } h_{r0} \leq h_r \leq m_{rue} \cdot L_s$$

Finalement, l'équation ( 3-32 ) du chapitre 3 est obtenue en simplifiant les « 2 » dans la racine de l'équation ( A-9 ).

## ANNEXE B – DONNÉES COLLECTÉES

Tableau B.1 : Sources de données trouvées pour les paramètres de conception

Paramètre(s)	Provenance				
	Mesures labo publiées	Mesures terrain publiées	Recommandations des guides de conception	Hypothèse(s)	Ville de Montréal
Scénarios de l'étude de cas				X	X
Perméabilité des revêtements poreux	X	X			
Perméabilité de la pierre nette	X				
Porosité de la pierre nette	X		X	X	
Charges de circulation			X	X	
Résistance de la chaussée souple			X	X	
Résistance de la chaussée rigide			X	X	
Pluies de conception		X	X	X	
Propriété des conduites	X		X	X	
Durée de rétention			X		

Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Porous Pavers	0,14	cm/min	84	(Alizadehtazi et al., 2016)
PICP Without fines	4000	cm/h	2000	(Bean, Hunt, & Bidelsbach, 2007)
PICP Without fines	4000	cm/h	500	(Idem)

Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
PICP Without fines	3000	cm/h	80	(Bean et al., 2007)
PICP Without fines	2500	cm/h	29	(Idem)
PICP Without fines	2000	cm/h	16	(Idem)
PICP Without fines	2000	cm/h	40000	(Idem)
PICP Without fines	1000	cm/h	40000	(Idem)
PICP Without fines	1000	cm/h	30000	(Idem)
PICP Without fines	100	cm/h	25000	(Idem)
PICP With fines	200	cm/h	20000	(Idem)
PICP With fines	50	cm/h	20000	(Idem)
PICP With fines	8	cm/h	10000	(Idem)
PICP With fines	2,9	cm/h	10000	(Idem)
PICP With fines	1,6	cm/h	1000	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1760	cm/h	17600	(Brown & Borst, 2014)
PICP approx. 11% open area	1640	cm/h	16400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1590	cm/h	15900	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1820	cm/h	18200	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1850	cm/h	18500	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1490	cm/h	14900	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1130	cm/h	11300	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1640	cm/h	16400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1760	cm/h	17600	(Idem)
PICP approx. 11% open area	770	cm/h	7700	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1340	cm/h	13400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	970	cm/h	9700	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1460	cm/h	14600	(Idem)
PICP approx. 11% open area	960	cm/h	9600	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1440	cm/h	14400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1120	cm/h	11200	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1010	cm/h	10100	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1050	cm/h	10500	(Idem)

Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
PICP approx. 11% open area	1110	cm/h	11100	(Brown & Borst, 2014)
PICP approx. 11% open area	1070	cm/h	10700	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1120	cm/h	11200	(Idem)
PICP approx. 11% open area	940	cm/h	9400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	400	cm/h	4000	(Idem)
PICP approx. 11% open area	950	cm/h	9500	(Idem)
PICP approx. 11% open area	840	cm/h	8400	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1330	cm/h	13300	(Idem)
PICP approx. 11% open area	1480	cm/h	14800	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (12.9% void) PICP1	771	cm/h	7710	(Collins, Hunt, & Hathaway, 2008)
Permeable interlocking concrete pavers (12.9% void) PICP1	1027	cm/h	10270	(Collins et al., 2008)
Permeable interlocking concrete pavers (12.9% void) PICP1	1299	cm/h	12990	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (12.9% void) PICP1	1536	cm/h	15360	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (8.5% void) PICP2	457	cm/h	4570	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (8.5% void) PICP2	171	cm/h	1710	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (8.5% void) PICP2	376	cm/h	3760	(Idem)
Permeable interlocking concrete pavers (8.5% void) PICP2	267	cm/h	2670	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver- Permeable	0,53	cm/s	19080	(Li, H., Kayhanian, & Harvey, 2013)
ICP-P Interlocking Concrete Paver- Permeable	0,65	cm/s	23400	(Li, H. et al., 2013)
ICP-P Interlocking Concrete Paver- Permeable	0,63	cm/s	22680	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver- Permeable	0,8	cm/s	28800	(Idem)

Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,49	cm/s	17640	(Li, H. et al., 2013)
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,47	cm/s	16920	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,46	cm/s	16560	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,54	cm/s	19440	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,55	cm/s	19800	(Idem)
ICP-P Interlocking Concrete Paver-Permeable	0,51	cm/s	18360	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Min	37,5	cm/h	770	(Van Seters & Drake, 2015)
AquaPave with 2-4% open space Min	36,2	cm/h	850	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Min	11,1	cm/h	70	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	77,4	cm/h	60	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	85,2	cm/h	150	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	7,4	cm/h	50	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	5,6	cm/h	40	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	15,1	cm/h	2000	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	5,1	cm/h	1580	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 1er Quartile	4,1	cm/h	480	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	155	cm/h	190	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	119	cm/h	370	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	20	cm/h	1070	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	7,9	cm/h	100	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	25,4	cm/h	4190	(Idem)



Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
AquaPave with 2-4% open space Mediane	10,3	cm/h	3420	(Van Seters & Drake, 2015)
AquaPave with 2-4% open space Mediane	6	cm/h	1640	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	200	cm/h	640	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	158	cm/h	660	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	48,3	cm/h	2620	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	18,5	cm/h	320	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	36,9	cm/h	1550	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	107	cm/h	1190	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space 3e Quartile	9,5	cm/h	200	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	419	cm/h	80	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	342	cm/h	250	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	164	cm/h	100	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	64,2	cm/h	60	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	66,3	cm/h	380	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	262	cm/h	360	(Idem)
AquaPave with 2-4% open space Max	32	cm/h	110	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	141	cm/h	2780	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	41,3	cm/h	1320	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	8,5	cm/h	390	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	17,4	cm/h	430	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	48,8	cm/h	900	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Min	15,7	cm/h	580	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	278	cm/h	40	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	132	cm/h	6870	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	38,9	cm/h	4280	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	42,5	cm/h	2400	(Idem)

Tableau B.2 : Perméabilités des pavés poreux autobloquants en béton, dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	90	cm/h	1150	(Van Seters & Drake, 2015)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	58	cm/h	3680	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 1er Quartile	4	cm/h	2130	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	504	cm/h	230	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	230	cm/h	9460	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	94	cm/h	7110	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	79	cm/h	3830	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	187	cm/h	2680	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	96	cm/h	7910	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Mediane	15	cm/h	3600	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	687	cm/h	540	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	428	cm/h	5040	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	240	cm/h	2300	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	115	cm/h	940	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	368	cm/h	790	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	213	cm/h	1870	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space 3e Quartile	23	cm/h	960	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	946	cm/h	150	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	711	cm/h	1410	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	383	cm/h	410	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	268	cm/h	90	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	791	cm/h	170	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	360	cm/h	490	(Idem)
Eco-Optiloc with 12% open space Max	54	cm/h	160	(Idem)

Tableau B.3 : Perméabilités des enrobés bitumineux poreux trouvées dans la littérature

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Porous asphalt	0,15	cm/min	90	(Alizadehtazi et al., 2016)
Porous Asphalt	470	mm/min	28200	(Al-Rubaei et al., 2013)
Porous Asphalt	290	mm/min	17400	(Al-Rubaei et al., 2013)
Porous Asphalt	130	mm/min	7800	(Idem)
Porous Asphalt	19	mm/min	1140	(Idem)
Porous Asphalt	12	mm/min	720	(Idem)
Porous Asphalt	7,4	mm/min	444	(Idem)
Porous Asphalt	7	mm/min	420	(Idem)
Porous Asphalt	2,37	mm/min	142,2	(Idem)
Porous Asphalt	1,07	mm/min	64,2	(Idem)
Porous Asphalt	0,73	mm/min	43,8	(Idem)
Porous Asphalt	0,43	mm/min	25,8	(Idem)
Porous Asphalt	0,33	mm/min	19,8	(Idem)
Porous Asphalt	0,3	mm/min	18	(Idem)
Porous Asphalt	0,22	mm/min	13,2	(Idem)
Porous Asphalt	0,13	mm/min	7,8	(Idem)
Porous Asphalt	0,13	mm/min	7,8	(Idem)
Porous Asphalt	0,12	mm/min	7,2	(Idem)
Porous Asphalt	0,1	mm/min	6	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	263	cm/h	2630	(Brown & Borst, 2014)
PA (Porous Asphalt)	223	cm/h	2230	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	204	cm/h	2040	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	196	cm/h	1960	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	189	cm/h	1890	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	181	cm/h	1810	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	180	cm/h	1800	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	177	cm/h	1770	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	174	cm/h	1740	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	158	cm/h	1580	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	157	cm/h	1570	(Brown & Borst, 2014)

Tableau B.3 : Perméabilités des enrobés bitumineux poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
PA (Porous Asphalt)	153	cm/h	1530	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	151	cm/h	1510	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	151	cm/h	1510	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	144	cm/h	1440	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	144	cm/h	1440	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	137	cm/h	1370	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	122	cm/h	1220	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	120	cm/h	1200	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	113	cm/h	1130	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	112	cm/h	1120	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	105	cm/h	1050	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	76	cm/h	760	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	74	cm/h	740	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	71	cm/h	710	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	61	cm/h	610	(Idem)
PA (Porous Asphalt)	54	cm/h	540	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,15	cm/s	5400	(Li, H. et al., 2013)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,13	cm/s	4680	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,12	cm/s	4320	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,11	cm/s	3960	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,1	cm/s	3600	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,07	cm/s	2520	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,07	cm/s	2520	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,06	cm/s	2160	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,05	cm/s	1800	(Idem)
O: Asphalt Concrete-Open Graded	0,03	cm/s	1080	(Idem)
Porous Asphalt Unmaintained	134	mm/min	6840	(Knappenberger, Jayakaran, Stark, & Hinman, 2017)
Porous Asphalt Unmaintained	129	mm/min	5700	(Knappenberger et al., 2017)
Porous Asphalt Maintained	128	mm/min	5160	(Idem)

Tableau B.3 : Perméabilités des enrobés bitumineux poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Porous Asphalt Unmaintained	127	mm/min	4500	(Knappenberger et al., 2017)
Porous Asphalt Maintained	118	mm/min	4080	(Idem)
Porous Asphalt Control	114	mm/min	7680	(Idem)
Porous Asphalt Unmaintained	98	mm/min	7080	(Idem)
Porous Asphalt Control	95	mm/min	5400	(Idem)
Porous Asphalt Maintained	90	mm/min	4320	(Idem)
Porous Asphalt Control	86	mm/min	3240	(Idem)
Porous Asphalt Control	75	mm/min	2340	(Idem)
Porous Asphalt Maintained	72	mm/min	8040	(Idem)
Porous Asphalt Control	68	mm/min	7740	(Idem)
Porous Asphalt Unmaintained	64	mm/min	7620	(Idem)
Porous Asphalt Maintained	54	mm/min	5880	(Idem)
Porous Asphalt Unmaintained	54	mm/min	3840	(Idem)
Porous Asphalt Maintained	39	mm/min	3240	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	1537	in/h	38379,4	(Roseen, Ballesterro, Houle, Briggs, & Houle, 2012)
Porous Asphalt	1511	in/h	35306	(Roseen et al., 2012)
Porous Asphalt	1390	in/h	31699,2	(Idem)
Porous Asphalt	1248	in/h	21285,2	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	1235	in/h	18694,4	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	1080	in/h	17475,2	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	943	in/h	15595,6	(Idem)
Porous Asphalt	838	in/h	11658,6	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	820	in/h	4648,2	(Idem)
Porous Asphalt	736	in/h	1524	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	732	in/h	1117,6	(Idem)
Porous Asphalt	688	in/h	1041,4	(Idem)
Porous Asphalt	614	in/h	39039,8	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	496	in/h	31369	(Idem)
Porous Asphalt	459	in/h	27432	(Idem)

Tableau B.3 : Perméabilités des enrobés bitumineux poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Porous Asphalt (winter)	396	in/h	23952,2	(Roseen et al., 2012)
Porous Asphalt (winter)	245	in/h	20828	(Idem)
Porous Asphalt	183	in/h	18592,8	(Idem)
Porous Asphalt	60	in/h	12598,4	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	54	in/h	10058,4	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	45	in/h	6223	(Idem)
Porous Asphalt	44	in/h	1371,6	(Idem)
Porous Asphalt	41	in/h	1143	(Idem)
Porous Asphalt (winter)	23	in/h	584,2	(Idem)

Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Porous concrete	0,68	cm/min	408	(Alizadehtazi et al., 2016)
Porous Concrete Without fines	7000	cm/h	270	(Bean et al., 2007)
Porous Concrete Without fines	6000	cm/h	140	(Idem)
Porous Concrete Without fines	6000	cm/h	130	(Idem)
Porous Concrete Without fines	4000	cm/h	110	(Idem)
Porous Concrete Without fines	2000	cm/h	70000	(Idem)
Porous Concrete Without fines	1000	cm/h	60000	(Idem)
Porous Concrete Without fines	600	cm/h	60000	(Idem)
Porous Concrete With fines	27	cm/h	40000	(Idem)
Porous Concrete With fines	14	cm/h	20000	(Idem)
Porous Concrete With fines	13	cm/h	10000	(Idem)
Porous Concrete With fines	11	cm/h	6000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	6100	cm/h	61000	(Brown & Borst, 2014)
Concrete (PC(10-33))	6100	cm/h	61000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	5900	cm/h	59000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	5700	cm/h	57000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	5500	cm/h	55000	(Idem)
Concrete (PC)	5500	cm/h	52000	(Idem)

Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Concrete (PC(10-33))	5200	cm/h	51000	(Brown & Borst, 2014)
Concrete (PC(10-33))	5100	cm/h	49000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4900	cm/h	49000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4900	cm/h	49000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4900	cm/h	49000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4900	cm/h	48000	(Idem)
Concrete (PC)	4900	cm/h	45000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4800	cm/h	44750	(Idem)
Concrete (PC-N)	4600	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4500	cm/h	41750	(Idem)
Concrete (PC-N)	4500	cm/h	41750	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4475	cm/h	41000	(Idem)
Concrete (PC)	4400	cm/h	41000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4200	cm/h	40750	(Idem)
Concrete (PC)	4200	cm/h	35000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4200	cm/h	30000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4200	cm/h	55000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4200	cm/h	49000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4200	cm/h	44000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4200	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4175	cm/h	40000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4175	cm/h	46000	(Idem)
Concrete (PC-N)	4175	cm/h	45000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4100	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4100	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	4075	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC)	4000	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3975	cm/h	42000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3900	cm/h	41750	(Idem)
Concrete (PC-N)	3900	cm/h	39750	(Idem)
Concrete (PC-N)	3800	cm/h	39000	(Idem)

Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Concrete (PC-N)	3775	cm/h	39000	(Brown & Borst, 2014)
Concrete (PC(10-33))	3500	cm/h	38000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3500	cm/h	37750	(Idem)
Concrete (PC-N)	3200	cm/h	35000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3200	cm/h	32000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3200	cm/h	32000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3175	cm/h	32000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3175	cm/h	31750	(Idem)
Concrete (PC(10-33))	3000	cm/h	31750	(Idem)
Concrete (PC-N)	3000	cm/h	30000	(Idem)
Concrete (PC-N)	3000	cm/h	30000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2900	cm/h	29000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2900	cm/h	29000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2900	cm/h	29000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2800	cm/h	28000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2600	cm/h	26000	(Idem)
Concrete (PC-N)	2500	cm/h	25000	(Idem)
Pervious Concrete	6152	cm/h	61520	(Collins et al., 2008)
Pervious Concrete	4941	cm/h	49410	(Idem)
Pervious Concrete	4466	cm/h	44660	(Idem)
Pervious Concrete	3087	cm/h	30870	(Idem)
Hydromedia Maximum infiltration	2478	cm/h	24780	(Crookes, Drake, & Lotfy, 2015)
Hydromedia median infiltration	1492	cm/h	14920	(Crookes et al., 2015)
Hydromedia Minimum infiltration	60	cm/h	600	(Crookes et al., 2015)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	11,39	mm/s	41004	(Gogo-Abite, Hardin, Chopra, Wanielista, & Stuart, 2014)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	10,08	mm/s	33912	(Gogo-Abite et al., 2014)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	9,9	mm/s	33912	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	9,42	mm/s	32652	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	9,42	mm/s	32364	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	9,07	mm/s	31644	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	8,99	mm/s	36288	(Idem)



Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> E)	8,79	mm/s	35640	(Gogo-Abite et al., 2014)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	8,25	mm/s	29700	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	8,03	mm/s	28908	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	7,84	mm/s	28224	(Idem)
Pervious Concrete (PC <sub>BG-R</sub> W)	7,78	mm/s	28008	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,44	cm/s	15840	(Li, H. et al., 2013)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,43	cm/s	15480	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,32	cm/s	11520	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,3	cm/s	10800	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,28	cm/s	10080	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,23	cm/s	8280	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,19	cm/s	6840	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,14	cm/s	5040	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,11	cm/s	3960	(Idem)
O: Portland Cement Concrete-Open Graded	0,1	cm/s	3600	(Idem)
Pervious Concrete Max	5800	cm/h	15000	(Van Seters & Drake, 2015)
Pervious Concrete Max	5500	cm/h	10000	(Idem)
Pervious Concrete Max	4900	cm/h	9500	(Idem)
Pervious Concrete Max	4700	cm/h	7000	(Idem)
Pervious Concrete Max	4700	cm/h	6000	(Idem)
Pervious Concrete Max	4300	cm/h	3000	(Idem)
Pervious Concrete Max	3100	cm/h	500	(Idem)
Pervious Concrete 3er Quartile	3050	cm/h	30500	(Idem)
Pervious Concrete 3er Quartile	2900	cm/h	29000	(Idem)

Tableau B.4 : Perméabilités des revêtements de béton poreux trouvées dans la littérature (suite)

Nom original du matériau et contexte	Valeur	Unité	En mm/h	Source
Pervious Concrete 3er Quartile	2800	cm/h	28000	(Van Seters & Drake, 2015)
Pervious Concrete 3er Quartile	2600	cm/h	26000	(Idem)
Pervious Concrete 3er Quartile	2400	cm/h	24000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	2050	cm/h	19000	(Idem)
Pervious Concrete 3er Quartile	1900	cm/h	11000	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	1500	cm/h	58000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	1300	cm/h	55000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	1250	cm/h	49000	(Idem)
Pervious Concrete 3er Quartile	1100	cm/h	47000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	1100	cm/h	47000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	1050	cm/h	43000	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	1000	cm/h	31000	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	1000	cm/h	20500	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	950	cm/h	13000	(Idem)
Pervious Concrete Min	800	cm/h	12500	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	700	cm/h	11000	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	600	cm/h	10500	(Idem)
Pervious Concrete Mediane	556	cm/h	10000	(Idem)
Pervious Concrete Min	500	cm/h	5560	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	300	cm/h	8000	(Idem)
Pervious Concrete Min	250	cm/h	5000	(Idem)
Pervious Concrete 1er Quartile	50	cm/h	2500	(Idem)
Pervious Concrete Min	50	cm/h	500	(Idem)